

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 (R+7+SOUS-SOL) EN BETON ARME
AVEC DES PISCINES AU 6eme ETAGE CONTRVENTE PAR
VOILES**

Etudié et réalisé par

KERMOUS Afaf & MEROUANI Yasmine

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. A. DJAHRA	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juillet 2025

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous tenons à remercier le bon Dieu Le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études. Nous adressons nos remerciements à notre Promoteur Mr DJAHRA. A pour son aide, Ses conseils durant toute la Période de notre Projet.

Nous remercions tous les enseignants à tous les niveaux, Particulièrement ceux du département de génie civil, pour tout le Savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre Formation.

Nous remercions également les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre travail. Nous remercions tous nos amis pour leur aide, leur patience et leur encouragement. Nous remercions aussi les ingénieurs Mr MOHAMED et Mr ABEDALNOUR pour leurs efforts soutenus pour nous aider, pour leur préoccupation constante de créer un environnement de travail propice et pour la richesse des informations qu'ils nous ont fournies, qui ont largement contribué à la qualité des résultats présentés dans ce mémoire."

Yasmine, Afaf

DEDICACE

"Je dédie ce travail à ma mère et à mon père, les premiers responsables de ce que je suis aujourd'hui.

À mes sœurs, Houda, Hadjer et Hiba, pour leur soutien qui a été une lumière dans ma vie.

À ma meilleure amie, ma sœur et ma partenaire Afaf, qui a partagé avec moi mes tristesses et mes joies, et sans qui ce travail n'aurait pas vu le jour.

Et enfin, je veux me remercier moi-même pour avoir accompli tout ce travail difficile, pour n'avoir pris aucun jour de congé, pour être une personne généreuse qui essaie toujours de faire ce qui est juste. Je veux me remercier d'être confiante et ne pas avoir abandonné."

YASMINE.

DEDICACE

" À ma chère mère, celle dont l'amour est infini, dont le regard apaise mes peurs, et dont les prières silencieuses ont accompagné chacun de mes pas. Maman, tu es mon pilier, mon refuge et ma plus grande fierté. Ton courage, ton sacrifice et ta tendresse sont gravés dans chaque page de ce mémoire.

À mon père, cet homme discret mais si fort, dont la présence, même silencieuse, m'a toujours donné le courage d'avancer.

À Anfal et Ayoub, mes chers frère et sœur, pour leur présence réconfortante.

À ma binôme et amie précieuse, plus qu'une partenaire de travail, tu as été une sœur de cœur tout au long de ce parcours. Ensemble, nous avons affronté les défis, partagé les doutes, les longues nuits, les éclats de rire.

À ma grand-mère pour ses prières, son soutien et son infinie tendresse

À Monsieur Abdelraouf, pour son soutien et ses encouragements dans les moments difficiles.

À moi-même, pour ma patience, ma persévérance, et ma force tranquille dans les instants de doute. Pour n'avoir jamais abandonné, même lorsque tout semblait trop lourd. Ce mémoire est aussi le reflet de mon courage.

Ce mémoire est le fruit d'un long voyage, fait de doutes, de persévérance, et de rêves. Je le dédie à tous ceux qui m'ont portée, encouragée, et aimée dans ce chemin.

Que cette étape ne soit qu'un début, et non une fin.

AFAF.

ملخص

الغرض من هذه الدراسة هو تصميم وحساب مبنى خرساني مسلح يتألف من 7 طوابق مع وجود طابق تحت الارض بالإضافة الى مسبح في الطابق السادس. يقع هذا المبنى في ولاية البليدة المصنفة في المنطقة الزلزالية 6 وفقا للتنظيم الجزائري لمقاومة الزلازل 2024. تتضمن الجسور، الاعمدة و الجدران الحاملة استقرار الهيكل استخدمنا للدراسة الديناميكية في هذا المشروع برنامج ETABS. كما تم تصميم جميع العناصر الإنشائية المقاومة و الغير المقاومة وفقا للمعايير المنصدة عليها (BAEL 91 & RPA 24). تم إعداد تسليح الأعمدة والعوارض باستخدام برنامج SOCOTEC. أخيراً، تم التطرق إلى دراسة عناصر البنية التحتية في المرحلة الأخيرة من هذا المشروع، وذلك لضمان التناسق العام بين البنية الفوقية والبنية التحتية

Résumé

Le but de cette étude est la conception et calcul d'un bâtiment R+7+ sous-sol en béton armé Avec des piscines au 6eme étage il s'agit d'une structure implanté dans la wilaya de Blida, classé en zone de sismicité VI selon le règlement parasismique algérien 2024. La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. Nous avons utilisé le logiciel (ETABS 2025) pour l'étude dynamique et l'analyse de ce projet. Le pré dimensionnement de tous les éléments résistants et non résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur (BAEL 91 modifié 99, RPA 2024), et le ferrailage des poteaux et poutres ont été élaborés avec le logiciel SOCOTEC. Enfin, l'étude des éléments de l'infrastructure ont été traité à la fin de ce projet.

Abstract

This study aims to design and calculate a reinforced concrete building with 7 stories above ground, 1 basement level, and a swimming pool on the 6th floor, situated in Blida region, which is classified as a high seismic zone (Zone VI) according to the 2024 Algerian seismic code. The building's stability is ensured by a structural system consisting of beams, columns, and shear walls. The dynamic analysis and modeling of the structure were performed using ETABS 2025 software. The design of all structural elements complies with the relevant codes and standards (BAEL 91 modified 99 and RPA 2024), and the reinforcement design for columns and beams was carried out using SOCOTEC software. The study concludes with an analysis of the foundation elements.

Sommaire

REMERCIEMENT	
DEDICACE.....	
Résumé.....	
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Liste des Symboles.....	
Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l’ouvrage et caractéristiques des matériaux	3
I.1 Introduction.....	4
I.2 Description et implantation du projet	4
I.3 Caractéristiques géométriques	4
I.4 Plans d’architecture.....	5
I.5 Ossature	6
I.6 Classification du bâtiment selon (RPA 2024).....	7
I.7 Système constructif de la structure	7
I.7.1 Plancher.....	7
I.7.2 Terrasse	8
I.7.3 Escaliers	8
I.7.4 Maçonnerie.....	8
I.8 Caractéristiques des matériaux	9
I.8.1 Le béton.....	9
I.8.2 Armatures (Aciers).....	12
I.9 Hypothèses de calcul.....	14
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants.....	15
II.1 Introduction.....	16
II.2 Évaluation des charges.....	16
II.2.1 Charges permanentes.....	16
II.2.2 Charges d’exploitation	18
II.3 Pré dimensionnement des planchers	19
II.3.1 Plancher en dalle pleine.....	19
II.3.2 Plancher en corps creux.....	20
II.3.3 Plancher en dalle pleine de la cage d’ascenseur.....	21
II.4 Pré dimensionnement des Poutres	22

II.4.1	Poutres principales	23
II.4.2	Poutres non principales	24
II.4.3.	Poutres de chaînage :	25
II.5	Dimensionnement des poutrelles	27
II.6	Pré dimensionnement des Poteaux	28
II.6.1	Calcul de poteau central	30
II.6.2	Calcul de poteau central(piscine)	34
II.6.3	Calcul de poteau 1(escalier)	38
II.6.4	Calcul de poteau 2	39
II.7	Les voiles	41
Chapitre III :	Calcul des éléments secondaires.....	43
III.1	Introduction.....	44
III.2	Acrotère	44
III.2.1	Vérification des sollicitations dues au séisme	44
III.2.2	Calcul des efforts	45
III.2.3	Ferraillage	46
III.2.4	Vérification à l'ELS :	48
III.2.5	Vérification de l'effort tranchant.....	50
III.3	Etude des planchers	51
III.3.1	Introduction	51
III.3.2	Plancher en corps creux	51
III.3.3	Plancher en dalle pleine	88
III.4	Escalier.....	98
III.4.1	Définition des éléments d'un escalier.....	98
III.4.2	Type1 : escalier balancé	99
III.4.3	Type 2 : escalier à deux volées	106
III.5	Balcons.....	114
III.5.1	Introduction	114
III.5.2	Évaluation des charges du balcon.....	114
III.5.3	Combinaison de charges	114
III.5.4	Calcul des moments.....	114
III.5.5	Calcul de ferraillage.....	115
III.5.6	Vérification de l'effort tranchant :	116
III.5.7	Vérification de la flèche :	117
Chapitre IV :	Etude de piscine	119
IV.1	INTRODUCTION :	120
IV.2	Présentation de l'étude :	120
IV.3	Pré dimensionnement :	120
IV.3.1	Dalle piscine :	120
IV.3.2	Les voiles :	121
IV.4	Evaluation des charges :	122
IV.4.1	Charge permanent :	122
IV.4.2	Charge d'exploitations :	122

IV.5	Ferraillage :	123
IV.5.1	Dalle pleine :	123
IV.5.2	Voile de piscine :	128
Chapitre V : Etude Dynamique en zone sismique		133
V.1	Introduction :	134
V.2	But de l'étude dynamique :	134
V.3	Caractéristique dynamiques propres:	135
V.4	Etude sismique :	136
V.5	Choix de la méthode de calcul :	136
V.5.1	Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :	136
V.6	Paramètres sismiques:	137
V.7	Etude dynamique de la structure :	140
V.7.1	Modèle initial (auto-stable):	141
V.7.2	Modèle final:	148
Chapitre VI : Ferraillage des éléments résistants		156
VI.1	Introduction.....	157
VI.2	Ferraillage des poteaux :	157
VI.2.1	Introduction :	157
VI.2.2	Combinaison d'action :	158
VI.2.3	Recommandation selon le RPA version 2024 :	158
VI.2.4	Ferraillage :	159
VI.2.5	Choix des armatures :	162
VI.2.6	Vérification vis à vis de l'état limite de service :	163
VI.2.7	Vérification de l'effort tranchant :	165
VI.2.8	Ferraillage transversal des poteaux :	166
VI.2.9	Longueur de recouvrement :	169
VI.2.10	Ferraillage des poteaux du sous-sol :	169
VI.2.11	Schémas de ferraillage des poteaux :	171
VI.3	Ferraillage de la poutre :	173
VI.3.1	Introduction :	173
VI.3.2	Recommandation selon le RPA version 2024 :	173
VI.3.3	Calcul du ferraillage :	174
VI.3.4	Choix des armatures :	181
VI.3.5	Vérification vis à vis de la condition de non fragilité :	181
VI.3.6	Vérification vis à vis de l'ELS :	182
VI.3.7	Vérification de l'effort tranchant :	184
VI.3.8	Recouvrement des armatures longitudinales :	185
VI.3.9	Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :.....	185
VI.4	Ferraillage du voile :	187
VI.4.1	Introduction :	187
VI.4.2	Dimensionnement de voiles :	187
VI.4.3	Vérification de l'effort normal réduit :	187
VI.4.4	Vérification du type de voile :	188
VI.4.5	Evaluation du diagramme des moments de calcul :	188

VI.4.6	Calcul du ferraillage :	190
VI.4.7	Vérification de la ductilité locale :	193
Chapitre VII : Etude de fondation		196
VIII.1	Introduction :	197
VIII.2	Fonctions assurées par les fondations :	197
VIII.3	Classification des fondations :	197
VIII.4	Choix de type de fondation :	197
VIII.5	Calcul des fondations :	198
VIII.5.1	Semelle isolée sous poteaux :	198
VIII.5.2	Semelles filantes :	199
VIII.5.3	Etude du radier :	201
VIII.6	Voile périphérique :	212
VIII.6.1	Introduction :	212
VIII.6.2	Evaluation des charges :	212
VIII.6.3	Efforts dans le voile périphérique :	213
VIII.6.4	Ferraillage du voile périphérique :	214
VIII.6.5	Condition exigée par le RPA99/version2024 :	214
VIII.6.6	Condition de non fragilité :	214
VIII.6.7	Vérification de l'effort tranchant :	214
VIII.6.8	Vérification a l'ELS :	215
Conclusion générale		217
Bibliographie		218

Liste des Figures

Figure I. 2: Plane de faced	5
Figure I. 3: plane coupe B-B.	5
Figure I. 4: plane RDC	6
Figure I. 5: plane 6 ^{ème} étage	6
Figure I. 5: Plancher à dalle pleine.	8
Figure I. 6: Brique creuse.	8
Figure I. 7: Diagramme contrainte de compression.	11
Figure I. 8: Diagramme de calcul à l'état limite de service.....	12
Figure I. 9: Diagramme contrainte-déformation d'acier.	13
Figure I. 10: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS	14
Figure II. 1: Schéma dalle pleine.....	19
Figure II. 2: Schéma plancher corps creux.	21
Figure II. 3: Schéma Coupe vertical de la poutre.	22
Figure II. 4: Section de la poutre.	23
Figure II. 5: Section de la poutre.	24
Figure II. 6: Section de la poutre.	25
Figure II. 7: Section de la poutre.	25
Figure II. 8: Dimensions de Poutrelle.....	27
Figure II. 9: section réduite du poteau.	28
Figure II. 10: Schéma de Loi de dégression.	30
Figure II. 11: Coupe de voile en élévation.	41
Figure III. 1: Acrotère.....	44
Figure III. 2: Diagrammes des efforts à l'ELU.	46
Figure III. 3: Coupe acrotère.	46
Figure III. 4: Position de l'axe neutre.	48
Figure III. 5: Ferrailage acrotère.	50
Figure III. 6: Dimensions de Poutrelle.	51
Figure III. 7: Schéma statique de Poutrelle à 8 travées.	54
Figure III. 8: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.....	65
Figure III. 9: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.....	75

Figure III. 10: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.....	85
Figure III. 11: Disposition constructive des armatures de la table de compression.	87
Figure III. 12: Dalle plein.	88
Figure III. 13: Ferrailage de la dalle pleine.	92
Figure III. 14: Dalle plein.	93
Figure III. 15: Ferrailage de la dalle pleine.	97
Figure III. 16: Éléments d'un escalier.	98
Figure III. 17: Schéma statique d'escalier.	101
Figure III. 18: Schéma statique d'escalier.	108
Figure III. 19: Schéma statique de balcon.	114
Figure III. 20: Ferrailage de balcon.	118
Figure IV. 1: Schéma des charges sur la piscine..	122
Figure IV. 2: Schéma de charge au paroiVue	122
Figure IV. 3: Schéma de charge au fond de la piscine	123
Figure IV. 4: dalle plein.....	123
Figure IV. 5: Ferrailage de la dalle pleine.....	127
Figure IV. 6: dalle plein.....	128
Figure IV. 7: Schéma statique de voile.....	128
Figure IV. 8: Ferrailage de la dalle pleine	132
Figure V. 1: Vue en plans de 1er étage de la structure du modèle initial	141
Figure V. 2: Vue en 3D de la structure du modèle initial.....	141
Figure V. 3: Vue en plans de 1er étage de la structure du modèle final.....	148
Figure V. 4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	148
Figure VI. 1: Schéma de Ferrailage des poteaux.....	172
Figure VI. 2: Schéma de ferrailage des poutres	186
Figure VI. 3: Diagramme et enveloppe des moments de calcul du voile.	188
Figure VI. 4: Hauteur critique du voile.	189
Figure VI. 5: Diagramme du moment de calcul du voile..	190
Figure VI. 6: Longueur comprimée L_c d'un voile avec éléments de rive.	190
Figure VI. 7: Schéma de ferrailage des voiles.....	195

Figure VII. 1: Dimensions de la semelle isolée.....	198
Figure VII. 2: Schéma du radier général	201
Figure VII. 3: Ferrailage de le radier.....	209
Figure VII. 4: Evaluation des charges	210
Figure VII. 5: Poussés des terres..	210
Figure VII. 6: Ferrailage du Voile périphérique.....	214

Liste des Tableaux

Tableau II. 1: Poids propre de terrasse inaccessible.....	16
Tableau II. 2: Poids propre de plancher courant.....	17
Tableau II. 3: Poids propre de balcon.....	17
Tableau II. 4: Poids propre de mur extérieur.....	17
Tableau II. 5: Poids propre de mur intérieurs.....	17
Tableau II. 6: Charges d'exploitation.....	18
Tableau II. 7: Combinaison des charges.....	33
Tableau II. 8: Choix des sections des poteaux centraux.....	33
Tableau II. 9: Vérification de critère de résistance.....	34
Tableau II. 10: Combinaison des charges.....	36
Tableau II. 11: Choix des sections des poteaux piscine	37
Tableau II. 12: Vérification de critère de résistance.....	37
Tableau II. 13: Combinaison des charges.....	38
Tableau II. 14: Choix des sections de poteaux	39
Tableau II. 15: Vérification de critère de résistance.....	39
Tableau II. 16: Combinaison des charges.....	40
Tableau II. 17: Choix des sections de poteaux.	40
Tableau II. 18: Vérification de critère de résistance.....	40
Tableau III. 1: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	59
Tableau III. 2: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.	59
Tableau III. 3: Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	62
Tableau III. 4: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	63
Tableau III. 5: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	69
Tableau III. 6 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.	69
Tableau III. 7: Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	71
Tableau III. 8: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	73
Tableau III. 9: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	79
Tableau III. 10: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.	79
Tableau III. 11: Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	81
Tableau III. 12: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	83

Tableau III. 13: Ferrailage de dalle pleine.....	90
Tableau III. 14: Ferrailage dalle plein.	90
Tableau III. 15: Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	91
Tableau III. 16 : Ferrailage de dalle pleine.....	95
Tableau III. 17: Ferrailage dalle plein.	95
Tableau III. 18: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.	96
Tableau III. 19: La charge permanente au niveau des paliers d'escaliers	101
Tableau III. 20: Calcul du ferrailage	103
Tableau III. 21: La charge permanente au niveau des paliers d'escaliers	107
Tableau III. 22: La charge permanente au niveau de la paillasse d'escaliers.....	108
Tableau III. 23: combinaison des charges	108
Tableau III. 24: Calcul du ferrailage.	111
Tableau III. 25: Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	113
Tableau III. 26: Calcul des effort inter	115
Tableau IV. 1: Ferrailage de dalle pleine.	125
Tableau IV. 2 : Ferrailage dalle plein.....	125
Tableau IV. 3: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	126
Tableau IV. 4: Calcul des effort inter.	129
Tableau V. 1: Valeurs des Pondérations P_q	137
Tableau V. 2: Charges et surcharges des planchers.....	138
Tableau V. 3: Valeur de la période (T_0).....	138
Tableau V. 4: Valeurs limites des déplacements inter-étages.	139
Tableau V. 5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	142
Tableau V. 6: Valeur de la période (T_0).....	142
Tableau V. 7: Vérification des déplacements inter étage	144
Tableau V. 8: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	145
Tableau V. 9: Valeur de la période (T_0).....	145
Tableau V. 10: Vérification des déplacements inter étage	147
Tableau V. 11: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.	149
Tableau V. 12: Valeur de la période (T_0).....	149
Tableau V. 13: Vérification des déplacements inter étage	151
Tableau V. 14: Vérification de l'effort normal pour les poteaux piscine.....	152

Tableau V. 15: Vérification de l'effort normal pour les poteaux	152
Tableau V. 16: Vérification de l'effet P-Delta suivant X-X.....	153
Tableau V. 17 : Vérification de l'effet P-Delta suivant Y-Y.....	153
Tableau VI. 1 : Ferrailage des poteaux situation durable (Nmax, Mcorr)	160
Tableau VI. 2: Ferrailage des poteaux situation durable (Mmax , Ncorr	161
Tableau VI. 3: Ferrailage des poteaux situation durable (Nmin, Mcorr).	161
Tableau VI. 4: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (Nmax, Mcorr).	162
Tableau VI. 5: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (Mmax , Ncorr).	162
Tableau VI. 6: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (Nmin , Mcorr).	163
Tableau VI. 7: Choix des armatures des poteaux.	163
Tableau VI. 8: Vérification des poteaux à L'ELS (Nmax , Mcorr)	164
Tableau VI. 9: Vérification des poteaux à L'ELS (Mmax , Ncorr).....	165
Tableau VI. 10: Vérification des poteaux à L'ELS (Nmax , Mcorr)	165
Tableau VI. 11: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	167
Tableau VI. 12: Espacement maximale selon RPA 2024.....	169
Tableau VI. 13: Ferrailage des armatures transversales pour les poteaux.	169
Tableau VI. 14: Choix de ferrailage	172
Tableau VI. 15: Ferrailage des poutres principales 35x50 (situation durable).....	176
Tableau VI. 16: Ferrailage des poutres principales 35x50(situation accidentelle)	177
Tableau VI. 17: Ferrailage des poutres secondaires 30x45(situation durable).	178
Tableau VI. 18: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).	179
Tableau VI. 19: Ferrailage des poutres de chaînage 30x45 (situation durable)	180
Tableau VI. 20: Ferrailage des poutres de chaînage (situation accidentelle).	181
Tableau VI. 21: Choix des armatures des poutres principales 30x60	183
Tableau VI. 23: Vérification de la condition de non fragilité.	183
Tableau VI. 24: Vérification des poutres à l'ELS.	185
Tableau VI. 25: Calcul des armatures transversales.....	186
Tableau VII. 1: Sections des semelles filantes.	200
Tableau VII. 2: Vérification du rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles.	200
Tableau VII. 3: vérification de la stabilité au renversement.....	204
Tableau VII. 4: Ferrailage de dalle pleine.	206

Tableau VII. 5: Ferrailage de dalle pleine	207
Tableau VII. 6: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.	208
Tableau VII. 7: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.	208
Tableau VII. 8: Ferrailage du voile périphérique.	212
Tableau VII. 9: Vérification des contraintes de béton a l'ELS..	214
Tableau VII. 10: Vérification des contraintes de aceir a l'ELS.....	214

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 de section du béton
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre
- φ : Angle de frottement
- C : Cohésion du sol
- $\underline{q}$: Capacité portante admissible
- G : Charge permanente
- Q : Charge d'exploitation
- σ_c : Contrainte 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
- $\underline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier
- $\underline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible de l'acier
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement
- τ : Contrainte tangentielle
- β : Coefficient de pondération
- σ_{sol} : Contrainte du sol
- σ_m : Contrainte moyenne
- ξ : Déformation relative
- V : Effort tranchant à la base
- E.L.U : Etat limite ultime
- E.L.S : Etat limite de 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
- S_t : Espacement entre les armatures
- λ : Elancement
- F : Force concentrée
- f : Flèche
- $\underline{f}$: 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 appui
- 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 du béton à j jours d'âge
- K : Coefficient de raideur du sol
- δ : Rapport de l'aire d'acier par rapport à l'aire du béton
- Y : Position de l'axe neutre
- A_g : Section d'armature brute du voile ou trumeau
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y 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

Introduction Générale

En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables À son exploitation, afin d'assurer la stabilité et la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie Qui doit être pris en compte parce que l'étude d'un bâtiment a pour but d'assurer la résistance d'ouvrage et la sécurité des usages. Pour cela on utilise le béton armé car il est un matériau très résistant, plus facile de traiter et représente une solidité plus importante Qu'une maçonnerie

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont toujours le souci de L'ingénieur en génie civil car Il est difficile d'apprécier le risque sismique.

Aujourd'hui nous devons obligatoire construire des bâtiments parasismiques qui résiste en face du séisme on respecte le règlement RPA99V2024.

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil, consiste à établir :

Une étude d'un bâtiment (R+7 +1 S SOL) avec des piscines au 6 ème étage

Ce travail a été divisé en sept principaux chapitres :

Dans le premier chapitre nous présenterons notre ouvrage ainsi que les caractéristiques des éléments constitutants.

Le deuxième chapitre sera consacré au pré dimensionnement des éléments résistants de la structure.

Le ferrailage des éléments secondaires sera traité dans le troisième chapitre.

Après une étude sismique et dynamique dans le chapitre quatre, le cinquième chapitre sera consacré au ferrailage des éléments résistants.

Dans le sixième chapitre nous étudierons le sol ainsi que le ferrailage des fondations.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

Le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes plus connues (**BAEL91, CBA93, RPA 2024**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de bâtiment.

I.2 Description et implantation du projet

L'ouvrage qui nous a été confié en vue de cas pathologie, consiste à établir :

Une étude d'un bâtiment (**R+7+1SS avec des piscines au 6eme étage**) à usage d'habitation, Le bâtiment est classé comme un ouvrage d'importance moyenne implanté à la Wilaya de BLIDA. Ce bâtiment est constitué de Rez de chaussée, sept étages et un niveau de sous-sol. Pour passer de niveau Inférieur à un niveau Supérieur est fait par la cage d'escalier ou la cage d'ascenseur. Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité (zone VI) D'après la classification des **RPA 2024**.

I.3 Caractéristiques géométriques**a- Dimensions en élévation :**

Hauteur totale du bâtiment	28.90 m
Hauteur du sous-sol.....	3.06 m
Hauteur du rez-de-chaussée.....	3.23 m
Hauteur de l'étage courant	3.23 m

b- Dimensions en plan :

Longueur totale en plan	24.95 m
Largeur totale en plan	13.36 m

I.4 Plans d'architecture

Figure I. 1 : Plan de façade



Figure I. 2 : Plan de coupe B-B

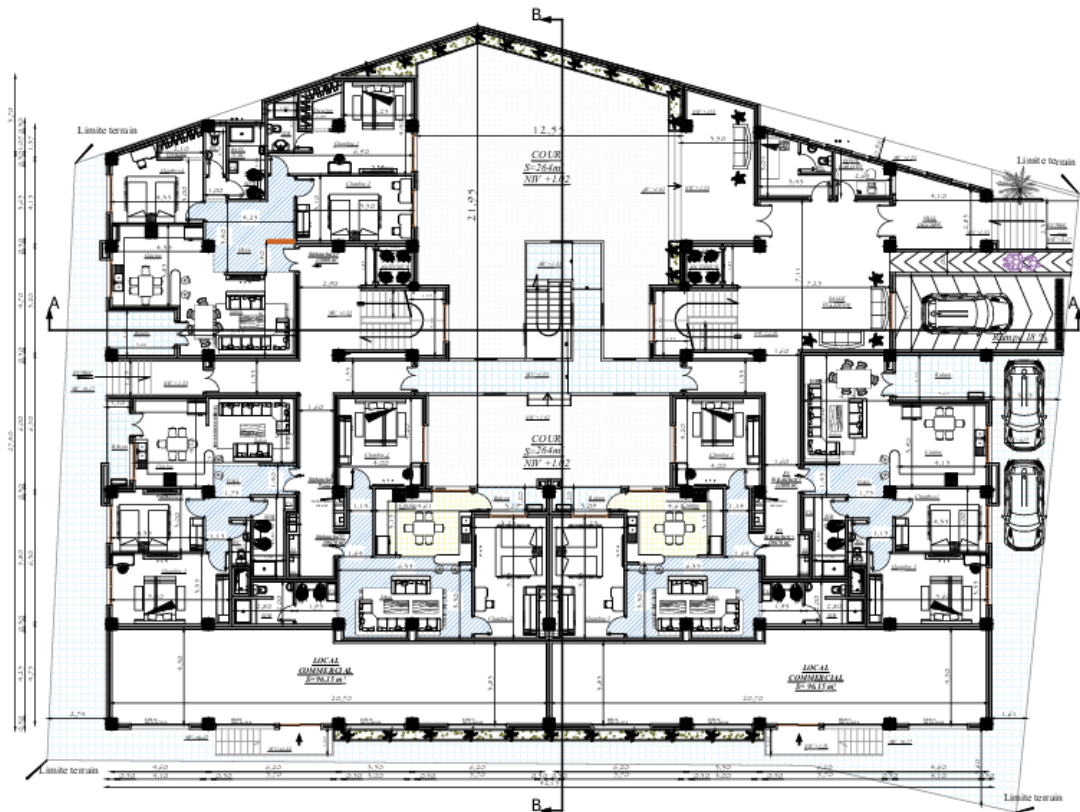
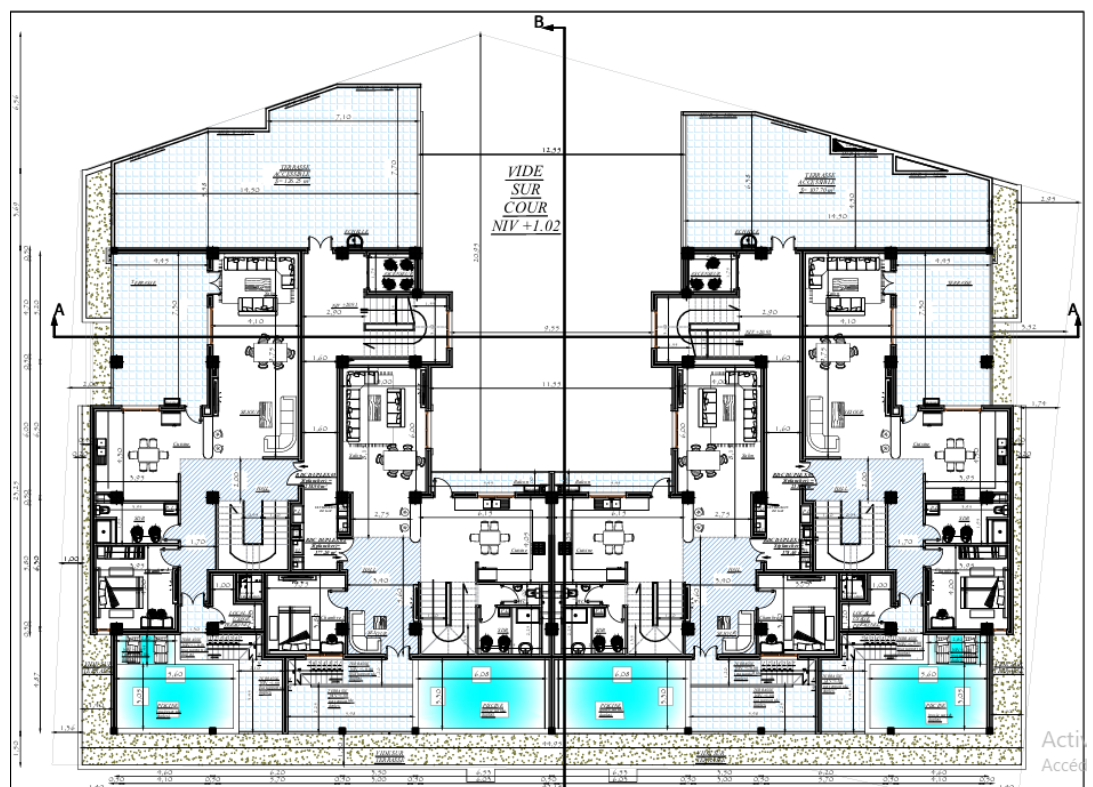


Figure I.3 :Plane de RDC



FigureI.4 : Plane de 6^{eme} étage

I.5 Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après (**RPA 2024**) le système de contreventement du bâtiment est un système de “ contreventement constitué par des voiles ” (type 5).

I.6 Classification du bâtiment selon (RPA 2024)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ **groupe 2** ”, car il est à usage d'habitation collective et usage commercial dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.7 Système constructif de la structure

I.7.1 Plancher

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux D'une habitation. On distingue :

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

❖ Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles espacées de **65cm** de corps creux (Hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **5 cm**. Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

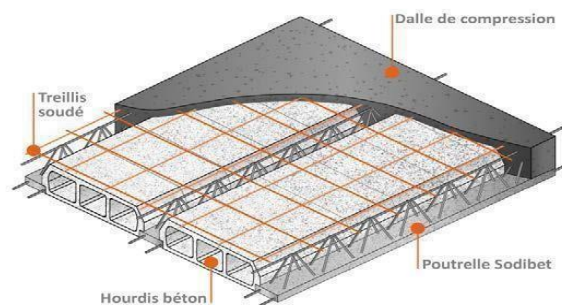


Figure I. 5: Plancher à corps creux.

❖ Plancher dalle pleine :

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs charges importantes et ceci dans le but de minimiser la section de ferrailage nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

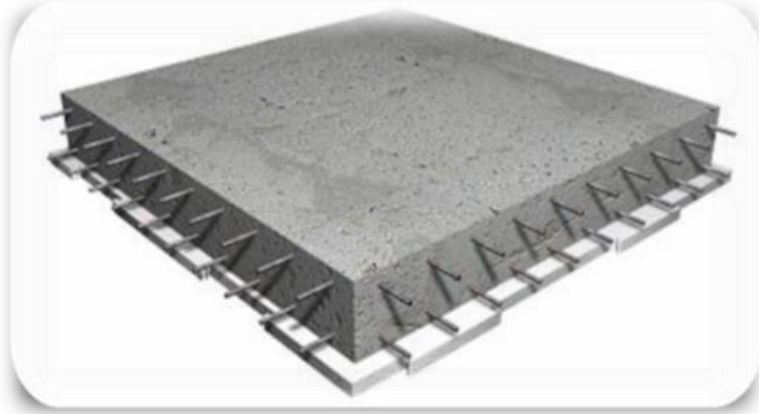


Figure I. 6 : Plancher à dalle pleine.

I.7.2 Terrasse

La terrasse c'est le dernier plancher de structure, c'est une surface horizontale et dans notre bâtiment on a une terrasse inaccessible.

I.7.3 Escaliers

Sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.7.4 Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).
- La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuses.

Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

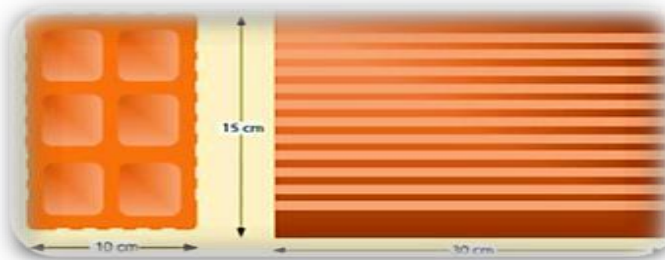


Figure I. 7 : Brique creuse.

❖ **Mur extérieur :**

Sont des murs réalisés en double parois en brique creuse de (15 cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.

❖ **Mur intérieur :**

Sont des murs réalisés en simple paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.8 Caractéristiques des matériaux

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.8.1 Le béton

a. Définition :

Le béton est un mélange composé de : Ciment, air, eau, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène. Le mélange de béton doit respecter des proportions bien définies. Le béton a une haute résistance à la compression, et une faible résistance à la traction et cisaillement.

Un mètre cube de béton est composé jusqu'à des les suivants composants :

- 350 kg de ciment CM/II A42.5.
- 400 kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

b. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

❖ **Masse volumique :**

La masse volumique du béton varie entre 2200(kg/m³) et 2400(kg/m³). On considère réglementairement que la masse volumique du béton armé est de 2500(kg/m³).

❖ **La déformation thermique du béton :**

La déformation thermique est l'augmentation ou la diminution de la longueur.

$$\Delta L = l \times a \times \Delta t$$

Tel que :

Δt : La variation de température.

a : Le coefficient de dilatation, varie entre 7 et 12 $\times 10^{-6}$ pour le béton, et sera pris égal à 10 $\times 10^{-6}$ Pour le béton armé.

l : La longueur initiale.

❖ Résistance du béton :● **Compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

→ **Pour des résistances :** $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = J 4,76 + 0,83j \times f_{c28} \quad \text{si } J \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{si } J > 28 \text{ jours}$$

→ **Pour des résistances :** $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = J (1,4 + 0,95J) \times f_{c28} \quad \text{Si } J \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } J > 28 \text{ jours}$$

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours.

Pour Ce étude on prend : **$f_{c28} = 25 \text{ MP}$**

● **Traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations (Art 2-1-12 BAEL 91) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \times f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour : $t=28j$, on a $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 \rightarrow \mathbf{f_{t28} = 2,1 \text{ MP}}$

❖ Coefficient de Poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement **BAEL 91** :

À l'ELU : $v=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

À l'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

❖ Contrainte admissible de cisaillement :

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

Fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u = \min\left(\frac{(0,15 \times f_{cj})}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau u = \frac{Tu}{b \times d}$$

Avec :

b : Largeur de la section .

d: Hauteur utile (d=0.9h).

❖ États limites :

• État limite ultime de résistance « ELU » :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

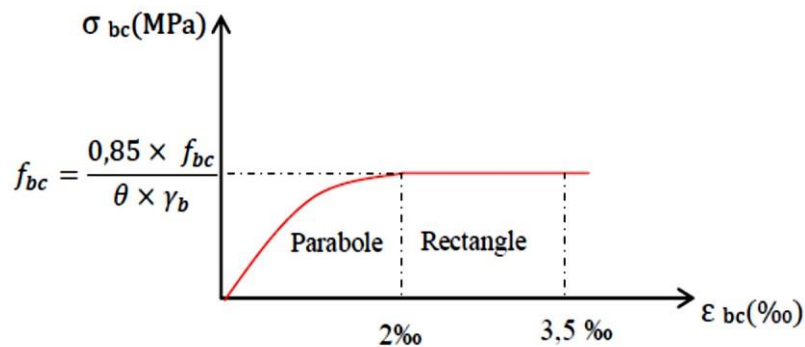


Figure I. 8: Diagramme contrainte de compression.

Déformation de béton à l'ELU

$$f_{cj} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » Jours.

γ_b : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} 1,5 : \text{cas general} \\ 1,15 : \text{cas accidental} \end{cases}$

θ : Facteur de durée d'application des charges : $\begin{cases} 1 \text{ durée } > 24h \\ 0,9 \text{ durée } < 24h \\ 0,85 \text{ durée } < 1h \end{cases}$

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \left[\frac{1 - (2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc})^2}{2 \times 10^{-3}} \right]$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

• **Etat limite service de résistance « ELS » :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.

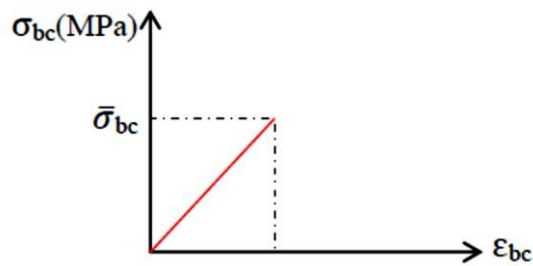


Figure I. 9: Diagramme de calcul à l'état limite de service.

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

I.8.2 Armatures (Aciers)

a. Définition :

Les armatures en acier doivent supporter les efforts de traction dans les éléments fléchis et tendus, et de renforcer les sections des pièces comprimées. La caractéristique importante de l'ossature en acier est sa flexibilité. Il peut se courber sans se fissurer, ce qui est un autre grand avantage. La troisième caractéristique de l'acier est sa plasticité ou sa ductilité, cette propriété permet aux bâtiments en acier de se déformer, avertissant ainsi les habitants de s'échapper. Dans la plupart des cas, l'acier est beaucoup plus performant en tremblement de terre que la plupart des autres matériaux en raison de ces propriétés.

b. Types d'aciers :

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

→ **Les ronds lisses (R.L) :**

o Fe E 215 MPa

o Fe E 235 MPa

→ **Les hautes adhérences (H.A) :**

o Fe E 400 MPa

o Fe E 500 MPa

→ Les treillis soudés (T.S) :

- o Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- o Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

b. Caractéristiques physiques et mécaniques d'acier :

➤ Contraintes limites :

● Etat limite ultime « ELU » :

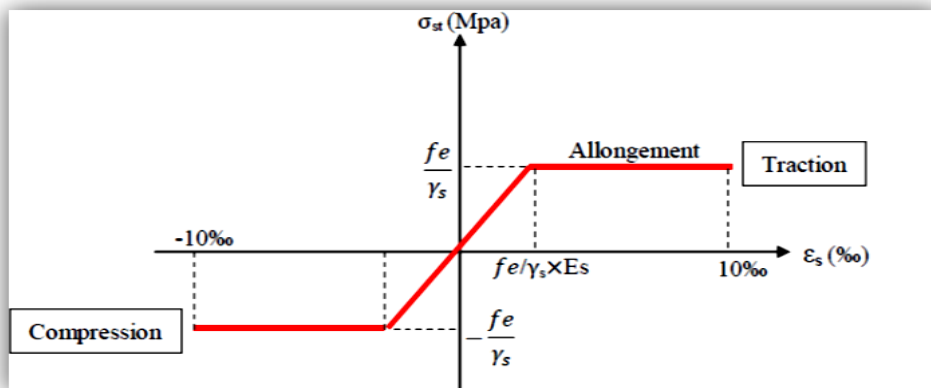


Figure I. 10: Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Tels que :

- γ_s : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_s = 1$ cas de situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1,15$ cas de situation général.

● Etat limite de service « ELS » :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.

L'état limite de service d'ouverture des fissures.

L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

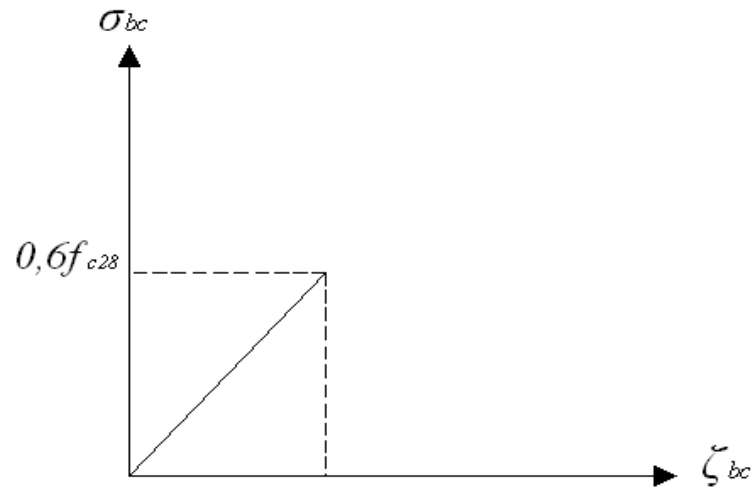


Figure I. 11: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

Module d'élasticité longitudinal :

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier: $E=200000MPa$.

I.9 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

➤ **Béton :**

- La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25MPa$
- La résistance du béton à la traction à 28 jours :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 MPa$$

- Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours :

$$E_{ij}=32164,20 MPa$$

- Le module d'élasticité différé de béton : $E_{vj}=10818,87MPa$

➤ **Acier :**

- Armatures longitudinales : FeE500 HA $F_e=500MPa$
- Armatures transversales : FeE235 RL $F_e=235MPa$
- Treillis soudés (pour la dalle de compression) $150 \times 150 mm^2$ avec $\Phi = 6 mm$
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000MPa$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1 Introduction

L'évaluation des différents éléments résistants : poteaux, poutres, voiles, passent impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré dimensionnement qui sera fait selon les règles du **BAEL 91** et du **RPA 2024** et du **CBA93**. Donc nous évaluons une descente des charges et des surcharges, Car cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II.2 Évaluation des charges

Pour l'évaluation des charges et surcharges nous utilisons le **DTR.B.C.2.2** « charge et surcharge » Les charges réglementaires prisent en compte sont :

- Les charges permanentes qui représentent le poids propre.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

II.2.1 Charges permanentes

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments.

Mise en œuvre pour construire le bâtiment et faciliter les procédures de calcul.

❖ **Plancher courant (Terrasse inaccessible) :**

Tableau II. 1: Poids propre de terrasse inaccessible

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.01	22	2.20
4	Polyane	/	/	0.01
5	Papier kraft	/	/	0.05
6	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
7	Plancher (20+5)	0.25	/	3.50
8	Enduit au plâtre	0.20	10	0.20
Σ	Charge permanente		G=	7.09

❖ Plancher courant :

Tableau II. 2: Poids propre de plancher courant

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Cloisons de distribution	0.10	/	1.00
2	Carrelage	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.03	18	0.45
5	Plancher (20+5)	0.25	/	3.50
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Σ	Charge permanente		G=	6.04

❖ Dalle pleine (balcon) :

Tableau II. 3: Poids propre de balcon

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Cloisons de séparation	/	/	1.00
2	Carrelage	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Dalle pleine	0.15	25	3.50
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Σ	Charge permanente		G=	6.29

❖ Murs extérieurs :

Tableau II. 4: Poids propre de mur extérieur

Matériau	P	E	G
Enduit extérieur	18	0.02	0.36
Brique creuse	9	0.10	0.90
Brique d'aire	9	0.15	1.35
Enduit intérieur	10	0.02	0.20
Total	G = 2.81 (KN/m ²)		

❖ Murs intérieurs :

Tableau II. 5: Poids propre de mur intérieurs

Matériau	P	E	G
Brique creuse	9	0.10	0.90
Enduit plâtre	0.02*2	10	0.40
Total	G = 2.81 (KN/m ²)		

II.2.2 Charges d'exploitation

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et Sollicitations correspondant à une utilisation "normale".

On comprend aisément que le plancher d'un Ouvrage à usage d'habitation est moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque. Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires.

Celles-ci sont Présentées dans le Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2.2**) des charges permanentes et charges d'exploitations.

- Selon la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes:

Tableau II. 6: Charges d'exploitation

Matériaux	Q(KN/m ²)
Etage courant	1.5 (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1 (KN/m ²)
Balcon	3,5(KN/m ²)
Commerce	5(KN/m ²)
Escalier	2,5(KN/m ²)
Acrotère	1(KN/m ^l)

II.3 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour le bâtiment étudié, nous avons trois types de planchers à étudier :

- Dalle pleine.
- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine de la cage d'ascenseur.

II.3.1 Plancher en dalle pleine

La dalle étant une structure porteuse, elle repose nécessairement sur deux ou quatre appuis. En effet, la dalle prend appui sur les murs porteurs de construction ou sur d'autres éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres ou les longrines fondation.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par

- La résistance à la flexion.
- Isolation phonique
- La résistance au feu.

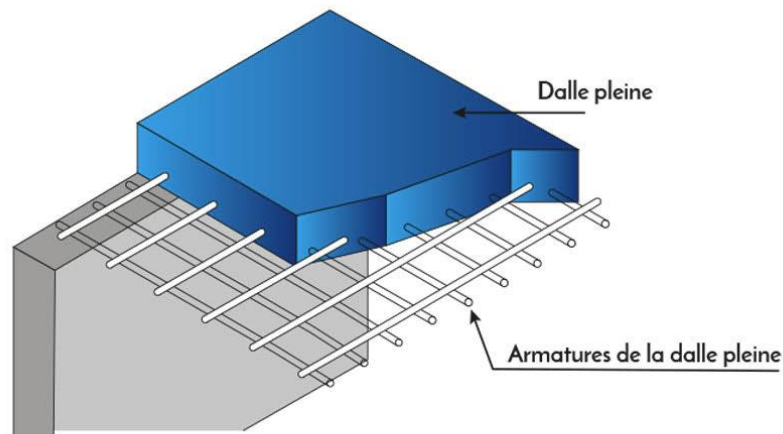


Figure II. 1: Schéma dalle pleine.

❖ **La résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes

[BAEL91/modifié 99] :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Dans notre cas nous avons une dalle reposant sur deux appuis, donc :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

Lx : la plus petite portée du panneau.

e : épaisseur de la dalle pleine.

$$\frac{220}{35} \leq e \leq \frac{220}{30}$$

$$6.3 \leq e \leq 7.3$$

Nous prenons $e=15$ cm (minimum selon BAEL 91) **[1]**

❖ **Isolation phonique :**

Selon le **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous prenons donc : $e= 15$ cm.

❖ **La résistance au feu :**

$e = 7$ cm (pour 1h de coupe de feu).

$e = 11$ cm (pour 2h de coupe de feu).

$e = 17.5$ cm (pour 4h de coupe de feu).

Nous optons pour : $e = 15$ cm

II.3.2 Plancher en corps creux

L'épaisseur à donner à la dalle en corps creux dépend de la condition suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

D'ou :

- **ht** : épaisseur du plancher.

- **L** : portée max entre nus des appuis dans la direction des poutrelles

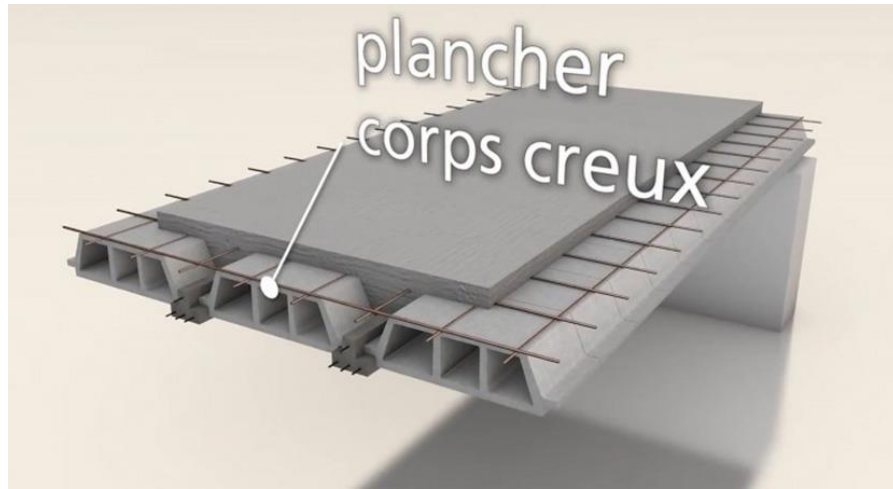


Figure II. 2: Schéma plancher corps creux.

L= 6m= 600cm

Alors :

$$\frac{595}{25} \leq ht \leq \frac{595}{20}$$

$$23.8 \leq ht \leq 29.75$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+5) = 25\text{cm}$.

Avec :

20 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

II.3.3 Plancher en dalle pleine de la cage d'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur reposant sur trois ou quatre appuis

$$\text{Donc : } \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec :

e : Épaisseur de la dalle pleine

L_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité

$$L_x = 2.15 \text{ m}$$

$$\frac{215}{50} \leq e \leq \frac{215}{40}$$

$$4.3 \leq e \leq 5.3$$

La fiche technique de l'ascenseur préconise que l'épaisseur de la dalle machine est **$e \geq 25\text{cm}$**

- On adopte : **$e=25\text{cm}$**

II.4 Pré dimensionnement des Poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL 91** et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (**RPA 2024**).

Le pré-dimensionnement des poutres se basé sur les trois étapes résumées dans ce qui suit :

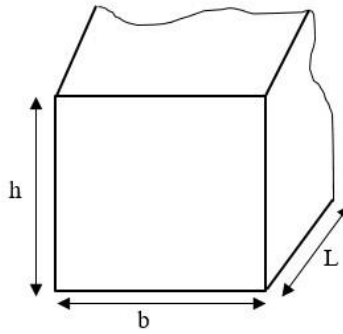


Figure II. 3: Schéma Coupe vertical de la poutre.

1. Selon les règles BAEL :

- Pour une poutre sur appui simple :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L max : la plus grande portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

2. Selon de « RPA ver .24 » pour la zone VI :

Hauteur **h** de la poutre doit être : **$h \geq 30\text{cm}$** .

La largeur **b** de la poutre doit être : **$b \geq 25\text{cm}$** .

Le rapport hauteur largeur doit être : **$\frac{h}{b} \leq 4$** .

3. Vérification de la rigidité :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

II.4.1 Poutres principales (Porteuses)

Sens X

➤ Selon le **BAEL 91** nous avons :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

L : portée de plus grande travée entre nus des appuis :

$$L=700\text{cm}$$

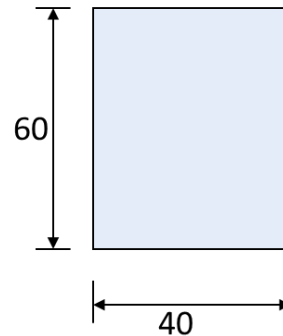
$$\frac{700}{15} \leq h \leq \frac{700}{10}$$

$$46.67 \leq h \leq 70.00$$

Nous prenons **h = 60cm**

$$0.3 \cdot 60 \leq b \leq 0.7 \cdot 60$$

$$18 \leq b \leq 42$$

**Figure II. 4:** Section de la poutre.Nous prenons **b = 40cm**.Selon de « **RPA ver .24** » pour la zone **VI** :

$$\Rightarrow h=60 \geq 30\text{cm. CV}$$

$$\Rightarrow b=40 \geq 25\text{cm. CV}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{b}=1.5 \leq 4. \text{ CV}$$

Vérification de la rigidité :

$$\Rightarrow \frac{h}{L}=0,088 \geq \frac{1}{16} \text{ CV}$$

➤ Selon le **BAEL 91** nous avons :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

L : portée de plus grande travée entre nus des appuis :

$$L=595\text{m}$$

$$\frac{595}{15} \leq h \leq \frac{595}{10}$$

$$40 \leq h \leq 52.5$$

Nous prenons **h= 50cm**

$$0.3*50 \leq b \leq 0.7*50$$

$$15 \leq b \leq 35$$

Nous prenons **b =35 cm.**

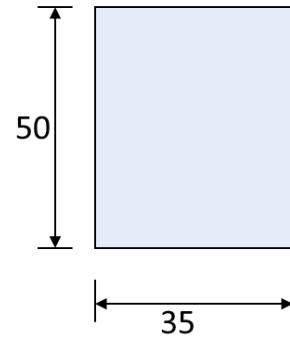


Figure II. 5: Section de la poutre.

Selon de « **RPA ver.24** » pour la zone **VI** :

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

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

$$\Rightarrow \frac{h}{b}=1,4 \leq 4.\text{CV}$$

Vérification de la rigidité :

$$\frac{h}{L}=0,084 \geq \frac{1}{16} \text{ CV}$$

Conclusion :

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 40x 60 cm²**

$$b \times h = 35 \times 50 \text{ cm}^2$$

II.4.2 Poutres non principales (Non porteuses)

Sans **Y**

➤ Selon le **BAEL 91** nous avons :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

L : portée de plus grande travée entre nus des appuis :

$$L=600\text{cm}$$

$$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$$

$$40 \leq h \leq 60$$

Nous prenons $h = 45\text{cm}$

$$0.3 \cdot 45 \leq b \leq 0.7 \cdot 40$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5$$

Nous prenons $b = 30\text{cm}$.

Selon de « RPA ver. 24 » pour la zone VI :

$$\Rightarrow h = 45 \geq 30\text{cm. CV}$$

$$\Rightarrow b = 30 \geq 20\text{cm. CV}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4. \text{ CV}$$

Vérification de la rigidité :

$$\Rightarrow \frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{1}{16} \text{ CV}$$

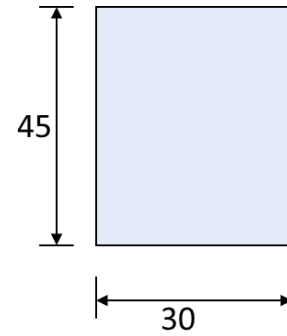


Figure II. 6: Section de la poutre.

Conclusion :

Nous choisissons une poutre de : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

II.4.3. Poutres de chaînage :

➤ Selon le BAEL 91 nous avons :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec :

L : portée de plus grande travée entre nus des appuis :

$$L=600\text{cm}$$

$$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$$

$$40 \leq h \leq 60$$

Nous prenons $h = 45\text{cm}$

$$0.3 \cdot 45 \leq b \leq 0.7 \cdot 40$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5$$

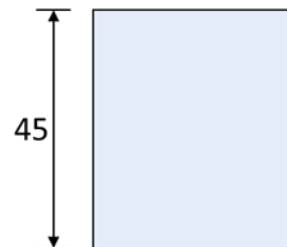


Figure II. 7: Section de la poutre.

Nous prenons **b = 30cm**.

Selon de « **RPA 24** » pour la zone **VI** :

$$\Rightarrow h=45 \geq 30\text{cm. CV}$$

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

$$\Rightarrow \frac{h}{b}=1,5 \leq 4. \text{ CV}$$

Vérification de la rigidité :

$$\frac{h}{L}=0,08 \geq \frac{1}{16} \text{ CV}$$

Conclusion :

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30 x 45 cm²**

II.5 Dimensionnement des poutrelles

- Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \dots\dots\dots \text{CBA93 A 4.1.3 [3]}$$

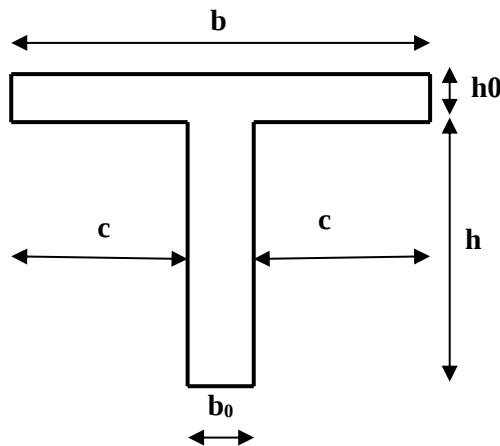


Figure II. 8: Dimensions de Poutrelle.

Avec :

$$b_0 = (0.4 \text{ a } 0.6)h_t$$

$$h_t = 25\text{cm}$$

$$b_0 = (9.6 \text{ a } 14.4)$$

$$b_0 = 12\text{cm}$$

h_0 : largeur de la table de compression

$$h_0 = 5\text{cm}$$

L_x : Distance entre nus des appuis des poutrelles

$$L_x = 65 - b_0$$

$$L_x = 53\text{cm}$$

L_y : longueur entre nus des appuis de la travée minimale des poutrelles

$$L_y = 3.65\text{cm}$$

Donc :

$$\frac{b - 0.1}{2} \leq \min\left(\frac{0.53}{2}; \frac{365}{10}\right)$$

$$\frac{b - 0.1}{2} \leq \min(0.265; 0.365)$$

$$b \leq 2 \times 0.265 + 0.12$$

$$b = 65\text{cm}$$

II.6 Pré dimensionnement des Poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement totale ou partiel du bâtiment.

Nous avons deux types des poteaux se sont des poteaux carrés.

$L = 3,23 \text{ m}$ et $L = 3,06 \text{ m}$.

a) Critère de résistance :

On a :

$$Br \geq 0.066 NU$$

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

Donc :

$$a \geq \sqrt{0.066NU} + 0.02$$

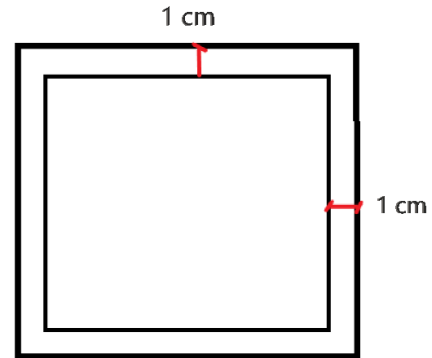


Figure II. 9: section réduite du poteau.

b) Selon le BAEL :

Considérons une section carrée de côté a :

λ : Est l'élancement de poteau considéré, elle est exprimée par la formule

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{et} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Telle que :

L_f : longueur de flambement.

I : moment d'inertie.

B : section de béton.

NB : dans notre cas : $L_f = 0.7 L_0$

NB : il est préférable de prendre

$\lambda = 35$ « pour faire participer à la résistance du poteau, tous les barres d'acier de la section.

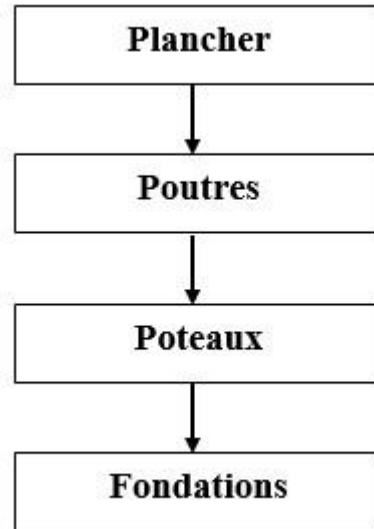
Avec : $L_f = 0.7 \times 3.23 = 2.38 \text{ m}$

On trouve: $a = \frac{L_f}{10}$

c) Selon RPA :

- $\text{Min}(a,b) \geq 25 \text{ cm}$ en zones I, II et III .
- $\text{Min}(a,b) \geq 30 \text{ cm}$ en zones IV, V et VI .
- $\text{Min}(a,b) \geq h_e/20$ (h_e est la hauteur entre nus d'étage)
- $1/4 < a/b < 4$

- ❖ **Descente de charge :** On va calculer les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises par le poteau le plus sollicité



- ❖ **Loi de dégressin :**

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toit Q_0

Pour le dernier étage..... Q

Pour l'étage immédiatement inférieur $0.9Q$ ou bien $0.8Q$

- ✓ On applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à $0,5Q$.
- ✓ (Q est la charge d'exploitation)
- ✓ Ce qui donne :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q)$$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

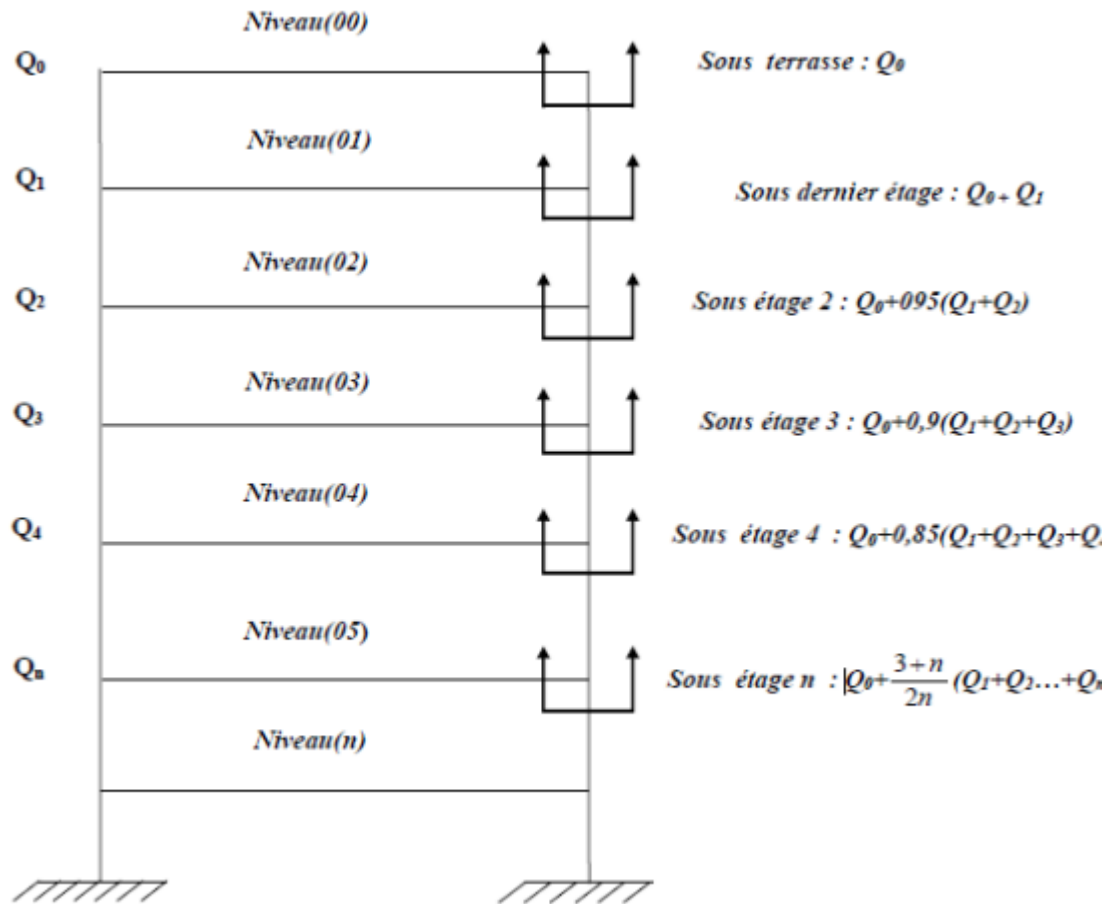


Figure II. 10: Schéma de Loi de dégression.

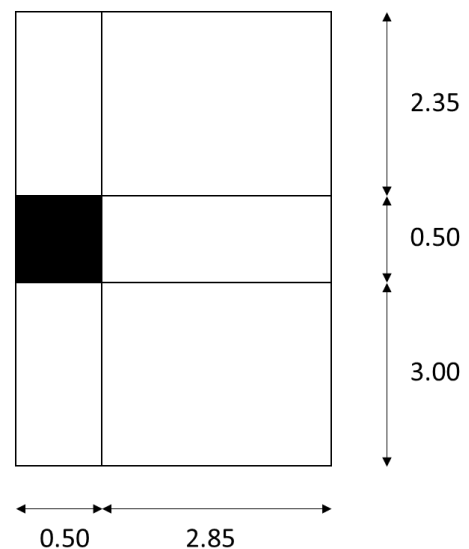
II.6.1 Calcul de poteau central

Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

■ Les Charges permanentes :

Niveau Terrasse :

$$S = 5.85 \times 1.425 = 8.34 \text{ m}^2$$



$$G_{\text{plancher-terrasse}} = (8.34 \times 7.09) = 59.13 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- porteuse}} = 25 \times (0.50 - 0.25) \times 0.35 \times 3.35 = 7.33 \text{ kN}$$

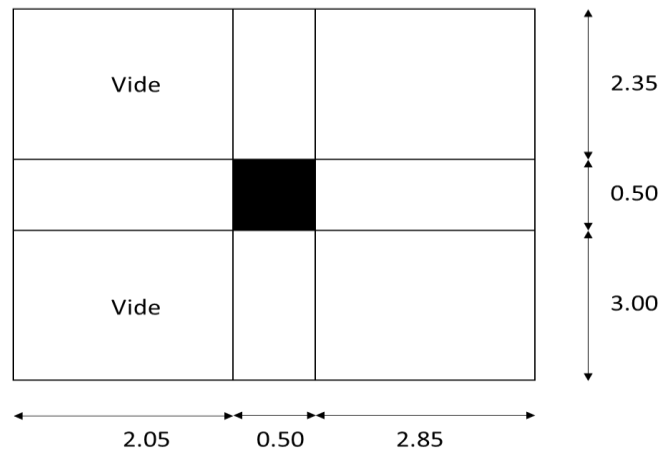
$$G_{\text{poutre- non porteuse}} = 25 \times (0.45 - 0.25) \times 0.30 \times 5.35 = 8.03 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.23) = 20.19 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Acrotère}} = 5.85 \times 2.02 = 11.82 \text{ kN}$$

Niveau 7eme étage :

$$S = 5.85 \times 1.425 = 8.34 \text{ m}^2$$



$$G_{\text{étage courant}} = (8.34 \times 6.04) = 50.37 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- porteuse}} = 25 \times (0.50 - 0.25) \times 0.35 \times 5.4 = 11.82 \text{ kN}$$

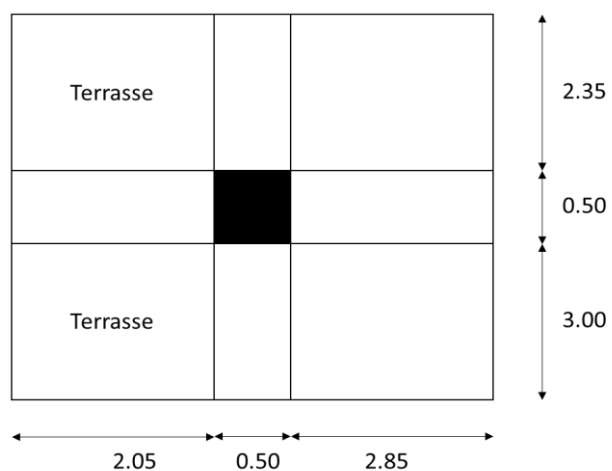
$$G_{\text{poutre- non porteuse}} = 25 \times (0.45 - 0.25) \times 0.30 \times 5.35 = 8.03 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.23) = 20.19 \text{ kN}$$

Niveau 6eme étage :

$$S = 5.85 \times 5.4 = 31.59 \text{ m}^2$$

$$S = 6.15 \text{ m}^2$$



$$G_{\text{étage courant}} = (25.44 \times 6.04) = 154.66 \text{ N}$$

$$G_{\text{terrasse}} = (6.15 \times 6.29) = 8.23 \text{ KN}$$

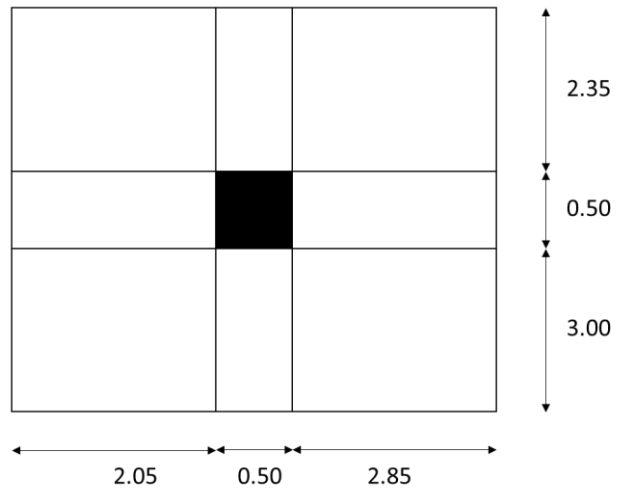
$$G_{\text{poutre- porteuse}} = 25 \times (0.50 - 0.25) \times 0.35 \times 5.4 = 11.82 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- non porteuse}} = 25 \times (0.45 - 0.25) \times 0.30 \times 5.35 = 8.03 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.23) = 20.19 \text{ kN}$$

Niveau (5eme...RDC) :

$$S = 5.85 \times 5.4 = 31.59 \text{ m}^2$$



$$G_{\text{étage courant}} = (31.59 \times 6.04) = 190.80 \text{ N}$$

$$G_{\text{poutre- porteuse}} = 25 \times (0.50 - 0.25) \times 0.35 \times 5.4 = 11.82 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- non porteuse}} = 25 \times (0.45 - 0.25) \times 0.30 \times 5.35 = 8.03 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.23) = 20.19 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau S-Sol}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.03) = 19.143 \text{ kN}$$

Les charges d'exploitation :

$$Q = q \times S$$

Niveau (terrasse inaccessible) :

$$Q_0 = 1 \times 8.34$$

$$Q_0 = 8.34 \text{ kN}$$

Niveau 7eme étage :

$$Q_1 = 1.5 \times 8.34$$

$$Q_1 = 12.51 \text{ KN}$$

Niveau 6ème étage :

$$Q_2 = 25.44 \times 1.5 + 6.15 \times 3.5$$

$$Q_2 = 59.685 \text{ KN}$$

Niveau (5^{ème}...RDC) :

$$Q_3 = 1.5 \times 31.59$$

$$Q_3 = 47.39 \text{ KN}$$

Tableau II. 7: Combinaison des charges

Poteau	Etages	NG	NQ	NU	NS
		(KN)	(KN)	(KN)	(KN)
	TERASSE	106.5	8.34	255.58	114.84
	7 ^{ème} étage	196.91	20.85	297.10	217.76
Central	6 ^{ème} étage	429.22	76.93	694.84	506.15
	5 ^{ème} étage	660.05	115.97	1065.02	776.021
	4 ^{ème} étage	890.88	150.27	1428.10	1041.153
	3 ^{ème} étage	1121.71	179.84	1784.06	1301.546
	2 ^{ème} étage	1352.54	204.66	2132.92	1557.2
	1 ^{ème} étage	1583.37	227.84	2479.30	1811.2065
	RDC	1813.14	254.35	2829.27	2067.4926

- **Choix :**

└ Critère de résistance :

$$a \geq \sqrt{0.066NU} + 0.02$$

a) Selon le BAEL :

$$a = \frac{2\sqrt{3} \times L_f}{\lambda} = \frac{L_f}{10} = 23.80 \text{ cm}$$

On prend $a = 25 \text{ cm}$

b) Selon RPA :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ en zone VI

Tableau II. 8: Choix des sections des poteaux centraux

Poteau	Etages	NG	NQ	NU	BR	a=b	RPA	Choix
		(KN)	(KN)	(NK)	(m2)	(m)	(cm2)	(cm2)
	7 ^{ème} étage	106.5	8.34	255.58	0.017	0.150	30×30	30×30
	6 ^{ème} étage	196.91	20.85	297.10	0.020	0.160	30×30	30×30
Central	5 ^{ème} étage	429.22	76.93	694.84	0.046	0.234	30×30	30×30
	4 ^{ème} étage	660.05	115.97	1065.02	0.070	0.285	30×30	35×35
	3 ^{ème} étage	890.88	150.27	1428.10	0.094	0.327	30×30	40×40
	2 ^{ème} étage	1121.71	179.84	1784.06	0.118	0.363	30×30	40×40
	1 ^{ème} étage	1352.54	204.66	2132.92	0.141	0.395	30×30	45×45
	RDC	1583.37	227.84	2479.30	0.164	0.425	30×30	45×45
	Sous-sol	1813.14	254.35	2829.27	0.187	0.452	30×30	50×50

- Vérification de critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II. 9: Vérification de critère de résistance

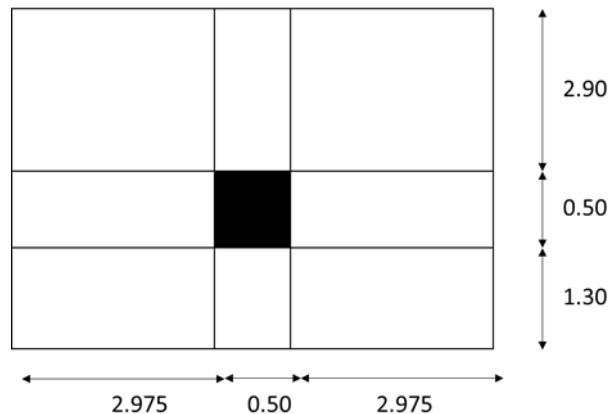
Poteau	Etage	NU(KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
	7 ^{ème} étage	255.58	30×30	2.84	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	297.10	30×30	3.30	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	694.84	30×30	7.72	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1065.02	35×35	8.69	Vérifiée
Central	3 ^{ème} étage	1428.10	40×40	8.93	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1784.06	40×40	11.15	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	2132.92	45×45	10.53	Vérifiée
	RDC	2479.30	45×45	12.24	Vérifiée
	Sous-sol	2829.27	50×50	11.32	Vérifiée

II.6.2 Calcul de poteau central(piscine)

Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

▪Les Charges permanentes :Niveau Terrasse et 7eme étage :

$$S = 4.7 \times 6.45 = 30.32 \text{ m}^2$$



$$G_{\text{plancher-terrasse}} = (30.32 \times 7.09) = 214.97 \text{ kN}$$

$$G_{\text{etage courant}} = (30.32 \times 6.04) = 183.13 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- porteuse}} = 25 \times (0.50 - 0.25) \times 0.35 \times 6.45 = 14.11 \text{ kN}$$

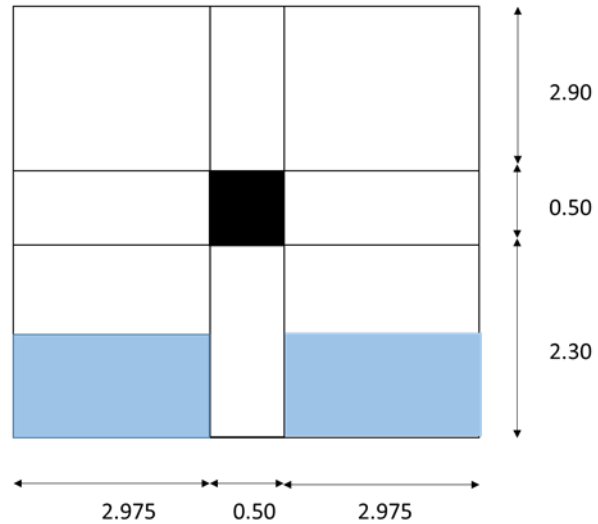
$$G_{\text{poutre- non porteuse}} = 25 \times (0.45 - 0.25) \times 0.30 \times 5.2 = 7.8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.23) = 20.19 \text{ kN}$$

Niveau 6eme étage :

$$S = 5.7 \times 6.45 = 36.77 \text{m}^2$$

$$S = 5.95 \times 1.2 = 7.14 \text{m}^2$$



$$G_{\text{etage courant}} = (36.77 \times 6.04) = 214.97 \text{kN}$$

$$G_{\text{Piscine}} = G_{\text{voil}} + G_{\text{dalle}} + G_e$$

$$G_{\text{voil}} = 25 \times 1.3 \times 0.2 \times 5.375 = 34.94$$

$$G_{\text{dalle}} = 3.75 \times 7.14 = 26.78 \text{kN}$$

$$G_e = 0.62 \times 7.14 = 4.43 \text{kN}$$

$$G_{\text{piscine}} = 66.12 \text{kN}$$

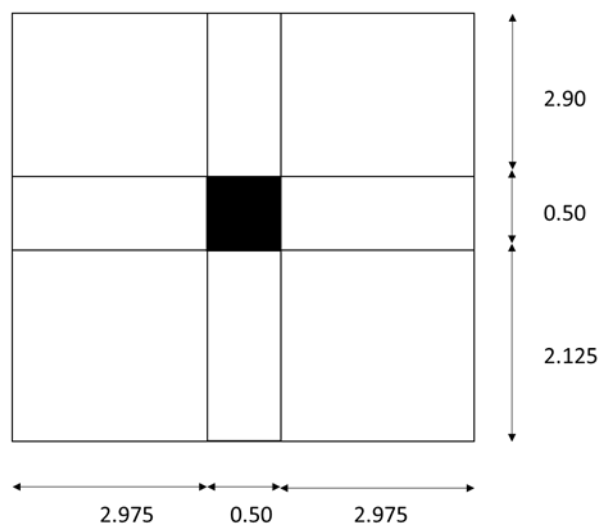
$$G_{\text{poutre- porteuse}} = 25 \times (0.50 - 0.25) \times 0.35 \times 6.45 = 14.11 \text{kN}$$

$$G_{\text{poutre- non porteuse}} = 25 \times (0.45 - 0.25) \times 0.30 \times 5.2 = 7.8 \text{kN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.23) = 20.19 \text{kN}$$

Niveau (5eme...RDC) :

$$S = 5.525 \times 6.45 = 35.63 \text{m}^2$$



$$G_{\text{etage courant}} = (35.63 \times 6.04) = 215.20 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- porteuse}} = 25 \times (0.50 - 0.25) \times 0.35 \times 6.45 = 14.11 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- non porteuse}} = 25 \times (0.45 - 0.25) \times 0.30 \times 5.025 = 7.53 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.23) = 20.19 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau S-Sol}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.03) = 19.143 \text{ kN}$$

▪ Les charges d'exploitation :

$$Q = q \times S$$

Niveau (terrasse accessible) :

$$Q_0 = 1 \times 30.32$$

$$Q_0 = 30.32 \text{ kN}$$

Niveau 7^{ème} étage :

$$Q_1 = 1.5 \times 30.32$$

$$Q = 45.48 \text{ kN}$$

Niveau 6^{ème} étage :

$$Q_2 = 45.33 + 24.99 + 13$$

$$Q_1 = 83.32 \text{ kN}$$

Niveau (5^{ème}...RDC) :

$$Q_3 = 1.5 \times 35.63$$

$$Q_2 = 53.45 \text{ kN}$$

Tableau II. 10: Combinaison des charges

Poteau	Etages	NG (KN)	NQ (KN)	NU (KN)	NS (KN)
	TERASSE	257.07	30.32	392.52	287.39
	7 ^{ème} étage	482.30	75.80	764.81	558.1
Central	6 ^{ème} étage	813.61	152.68	1327.39	966.29
	5 ^{ème} étage	1070.63	194.35	1736.87	1264.975
	4 ^{ème} étage	1327.65	230.67	2138.33	1558.315
	3 ^{ème} étage	1584.67	261.64	2531.76	1846.31
	2 ^{ème} étage	1841.69	287.27	2917.19	2128.96
	1 ^{ème} étage	2098.71	311.52	3300.53	2410.2255
	RDC	2354.67	340.48	3689.52	2695.145

- **Choix :**

└ Critère de résistance :

$$a \geq \sqrt{0.066NU} + 0.02$$

c) Selon le BAEL :

$$a = \frac{2\sqrt{3} \times L_f}{\lambda} = \frac{L_f}{10} = 23.80 \text{ cm}$$

On prend $a = 25 \text{ cm}$

d) Selon RPA :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ en zone VI

Tableau II. 11: Choix des sections des poteaux piscine

Poteau	Etages	NG (KN)	NQ (KN)	NU (KN)	BR (m2)	a=b (m)	RPA (cm2)	Choix (cm2)
	7 ^{ème} étage	257.07	30.32	392.52	0.026	0.181	30×30	30×30
	6 ^{ème} étage	482.30	75.80	764.81	0.050	0.245	30×30	30×30
Central	5 ^{ème} étage	813.61	152.68	1327.39	0.088	0.316	30×30	35×35
	4 ^{ème} étage	1070.63	194.35	1736.87	0.115	0.359	30×30	40×40
	3 ^{ème} étage	1327.65	230.67	2138.33	0.141	0.396	30×30	45×45
	2 ^{ème} étage	1584.67	261.64	2531.76	0.167	0.429	30×30	45×45
	1 ^{ème} étage	1841.69	287.27	2917.19	0.193	0.459	30×30	50×50
	RDC	2098.71	311.52	3300.53	0.218	0.487	30×30	50×50
	Sous-sol	2354.67	340.48	3689.52	0.244	0.513	30×30	55×55

- **Vérification de critère de résistance :**

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II. 12: Vérification de critère de résistance

Poteau	Etage	NU(KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
	7 ^{ème} étage	392.52	30×30	4.36	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	764.81	30×30	8.49	Vérifiée
Central	5 ^{ème} étage	1327.39	35×35	10.83	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1736.87	40×40	10.86	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	2138.33	45×45	10.56	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	2531.76	45×45	12.5	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	2917.19	50×50	11.67	Vérifiée
	RDC	3300.53	50×50	13.22	Vérifiée
	Sous-sol	3689.52	55×55	12.19	Vérifiée

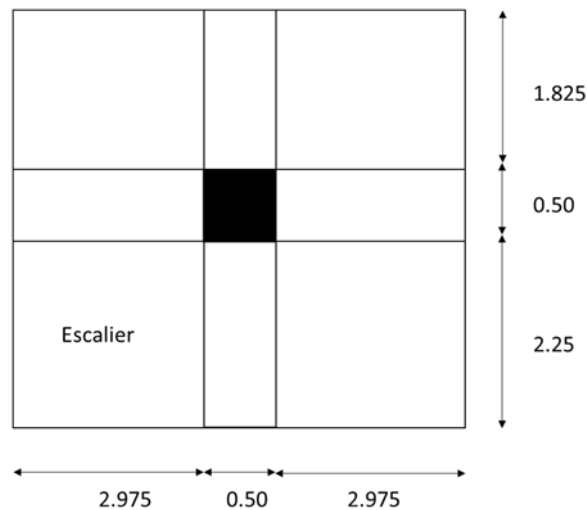
II.6.3 Calcul de poteau 1(escalier)

Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

▪Les Charges permanentes :

$$S = 4.675 \times 4.05 = 18.93 \text{ m}^2$$

$$S_{escalier} = 1.05 \times 2.25 = 2.47$$



$$G_{\text{plancher-courant}} = (16.46 \times 6.04) = 99.42 \text{ kN}$$

$$G_{\text{plancher-Escalier}} = (2.47 \times 8.73) = 99.42 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- porteuse}} = 25 \times (0.50 - 0.25) \times 0.35 \times 4.05 = 8.86 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- non porteuse}} = 25 \times (0.45 - 0.25) \times 0.30 \times 4.175 = 6.25 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.23) = 20.19 \text{ kN}$$

$$Q = 1.5 \times 16.46 + 2.5 \times 2.47$$

$$Q = 30.865$$

Tableau II. 13: Combinaison des charges

Poteau	Etages	NG (KN)	NQ (KN)	NU (KN)	NS (KN)
	Sous-sol	155.03	30.865	255.58	185.90

- **Choix :**

└Critère de résistance :

$$a \geq \sqrt{0.066NU} + 0.02$$

e) Selon le BAEL :

$$a = \frac{2\sqrt{3} \times L_f}{\lambda} = \frac{L_f}{10} = 23.80 \text{ cm}$$

On prend $a = 25 \text{ cm}$

f) Selon RPA :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ en zone VI

Tableau II. 14: Choix des sections de poteaux

Poteau	Etages	NG	NQ	NU	BR	a=b	RPA	Choix
		(KN)	(KN)	(NK)	(m2)	(m)	(cm2)	(cm2)
	Sous-sol	155.03	30.865	255.58	0.014	0.15	30×30	30×30

Vérification de critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II. 15: Vérification de critère de résistance

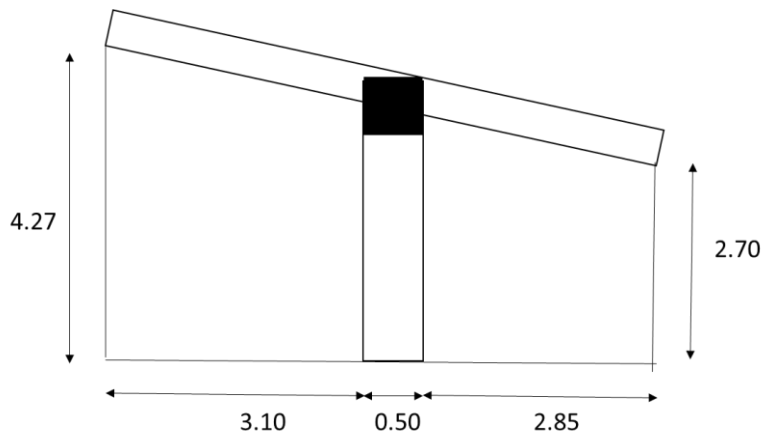
POTEAU	ETAGE	NU(KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
	Sous-sol	255.58	30×30	2.84	Vérifiée

II.6.4 Calcul de poteau 2

Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Les Charges permanentes :

$$S = \frac{2.82 \times 6.45}{2} + 1.45 \times 6.45 = 18.44 \text{ m}^2$$



$$G_{\text{plancher-courant}} = (18.44 \times 6.04) = 111.38 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- non porteuse}} = 25 \times (0.45 - 0.25) \times 0.30 \times 2.3 = 3.45 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre- Chinage}} = 25 \times (0.45 - 0.25) \times 0.30 \times 7.04 = 10.56 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times (0.5 \times 0.5 \times 3.06) = 19.13 \text{ kN}$$

$$Q = 1.5 \times 18.44$$

$$Q = 27.66 \text{ kN}$$

Tableau II. 16: Combinaison des charges

Poteau	Etages	NG (KN)	NQ (KN)	NU (KN)	NS (KN)
	Sous-sol	144.61	27.66	196.21	172.72

- Choix :

⊖ Critère de résistance :

$$a \geq \sqrt{0.066NU} + 0.02$$

g) Selon le BAEL :

$$a = \frac{2\sqrt{3} \times L_f}{\lambda} = \frac{L_f}{10} = 23.80 \text{ cm}$$

On prend a = 25 cm

h) Selon RPA :

- Min (a,b) ≥ 30 cm en zone VI

Tableau II. 17: Choix des sections de poteaux.

Poteau	Etages	NG	NQ	NU	BR	a=b	RPA	Choix
		(KN)	(KN)	(NK)	(m2)	(m)	(cm2)	(cm2)
	Sous-sol	144.61	27.66	196.21	0.013	0.13	30×30	30×30

Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II. 18: Vérification de critère de résistance

POTEAU	ETAGE	NU(KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
	Sous-sol	196.21	30×30	2.18	Vérifiée

II.7 Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm.

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15\text{cm} \right] \quad [2]$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

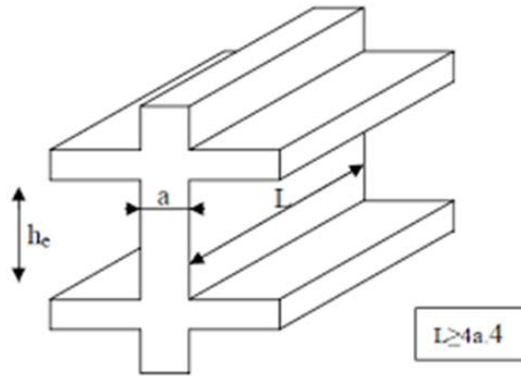


Figure II. 11: Coupe de voile en élévation.

- Pour étage courant :

$$h_e = 3,23 - 0,50 = 2,73\text{m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{273}{20} = 13.65\text{cm}$$

- Pour Sous-sol :

$$h_e = 3,06 - 0,50 = 2,56 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12,8 \text{ cm}$$

- Pour RDC :

$$h_e = 3,23 - 0,50 = 2.73 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{273}{20} = 13.65 \text{ cm}$$

On adopte pour les voiles

a = 20 cm pour le RDC + Sous-sol

a = 20 cm pour les étages courants

D'après le **“RPA 2024”** : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$ Vérifiée

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement tels que (escalier, dalle, poutrelle...etc.), ils sont généralement sollicités par leur poids propre, les actions climatiques ou le séisme.

L'objectif de ce chapitre est de ferrailer ces éléments soumis au chargement qui leur revient.

III.2 Acrotère

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, elle sera soumise à son poids propre G et une poussée latérale de $Q = 1 \text{ KN/ml}$, due à la main courante.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur au niveau de la section dangereuse à l'endroit de l'encastrement.

- Largeur : $l = 1,00 \text{ m}$
- Hauteur : $h = 0,60 \text{ m}$
- Epaisseur : $e = 0,10 \text{ m}$

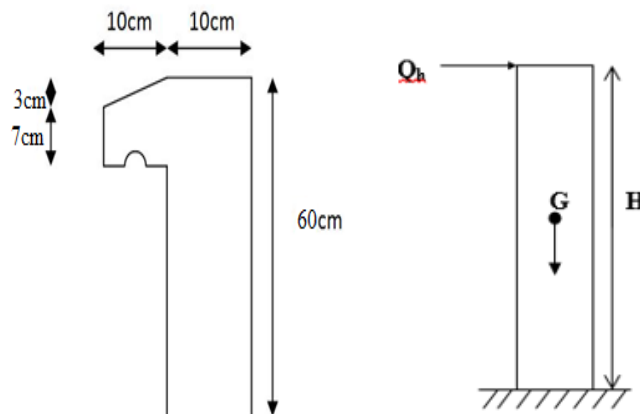


Figure III. 1: Acrotère.

III.2.1 Vérification des sollicitations dues au séisme (RPA 2024)

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{3.h_z}{H}).W_p$$

a) - Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère : $S = \{(0.6 \times 0.1) + (1/2 \times 0.1 \times 0.03) + (0.07 \times 0.1)\} = 0.069 \text{ m}^2$.
- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_b \times S = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN}$
- Revêtement par du mortier ($e=1.5 \text{ cm}$; $\rho= 18 \text{ KN/m}^3$).

$$G = \rho_{ci} \cdot e \cdot P_{cme} = 18 \times 0.015 \times (60 + 50) \cdot 10^{-2} = 0.297 \text{ kN / ml}$$

$$G_T = 2.02 \text{ KN/ml}$$

b) - Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante, donc : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$.

c)-L'action des forces horizontales (F_{pk}) :

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1+\frac{3.h_z}{H}).W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau [3-2] du **RPA2024**, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone VI} \\ \text{groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,30$$

I : Coefficient d'importance par le tableau [3 -10] du RPA [$I=1.00$].

S : Coefficient de site par le tableau [3-3] & [3-5] du RPA [$S=1.30$].

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau [6-1] du RPA [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = 2,02KN.

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base.

H_z : Hauteur de l'élément à partir de la base.

Pour notre cas $H=h_z$

$$F_p = 1,61 \text{ KN.}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,61 \text{ KN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = 1,61 \text{ KN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,02 \text{ KN/ml et } Q_u = 1,61 \text{ KN/ml.}$$

III.2.2 Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U:

$$N_u = 1,35G = 2,73 \text{ KN}$$

$$M_u = Q_u.h = 1,61 \times 0,60 = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q_u = 1,61 \text{ KN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = 2,02 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1,0 \times 0,6 = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q = 1,0 \text{ KN}$$

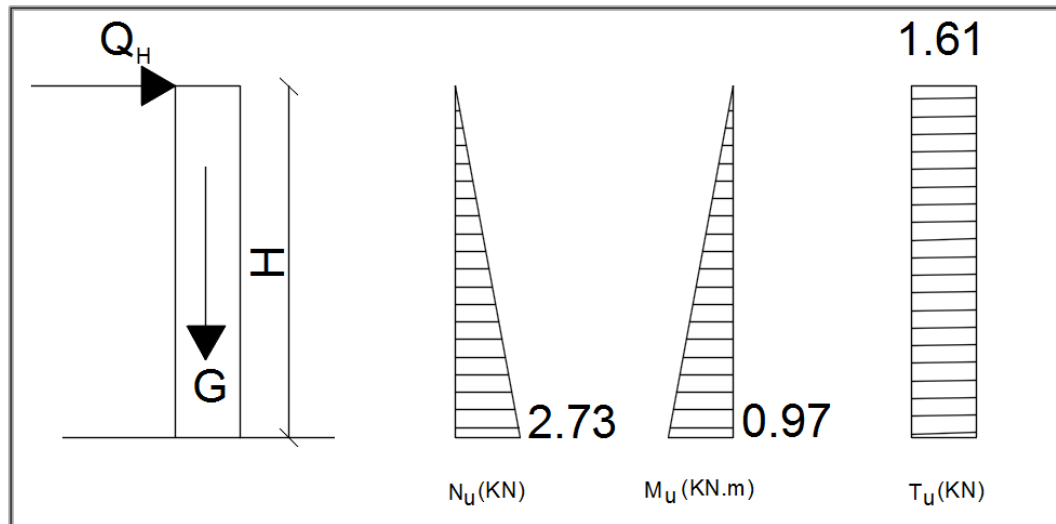


Figure III. 2: Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.2.3 Ferraillage

a) A l'état limite ultime :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donnée par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section rectangulaire avec :

$h = 10\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$; $c = c' = 2\text{cm}$; $d = 8\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$

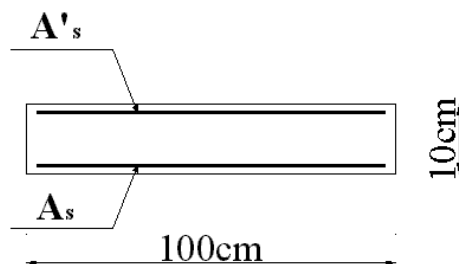


Figure III. 3: Coupe acrotère.

- 1. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.97}{2.73} = 35.53 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- 2. Calcul du moment fictif " M_f " :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0.97 + 2.73 \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1.05 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,00965$$

$\mu < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,96\text{cm}$$

$$\mu = 0,00965 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 30,32\text{mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 24,05\text{mm}^2$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,24\text{cm}^2 \end{cases}$$

3. Vérification de la section d'acier :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

On a:

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}; f_e = 500; b = 100\text{cm}; d = 8\text{ cm}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max}\{1\text{cm}^2; 0,88\text{cm}^2\} = 1\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **5T8**.

$$\text{Avec un espacement } S_t < \frac{100}{4} = 25\text{ cm} \rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{2} \geq A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow$$

$$1\text{ cm}^2 \geq A_s \geq 0,50\text{ cm}^2$$

On choisit **3T8** par face $A_s = 1,50\text{ cm}^2$

III.2.4 Vérification à l'ELS :

1. Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 29,7 \text{ cm}$$

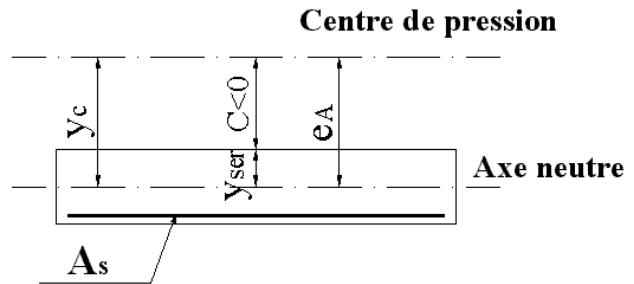


Figure III. 4: Postion de l'axe neutre.

On a :

$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 32,7 \text{ cm} \Rightarrow C = -24,7 \text{ cm} (c < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99", on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -4684,99 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 118715,33 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,52 \cdot 10^{10}$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \phi = 164,12^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 79,04$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -78,70 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 45.66 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 33.04 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 45.66 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 45.66 - 39.55 = 6.11 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 6,11 \text{ cm} \\ y_c = 45.66 \text{ cm} \end{cases}$

2. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 7678,85 \text{ cm}^4 \quad ; n = 15$$

3. Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,02 \cdot 10^3 \times 45,66 \cdot 10}{7678,85 \cdot 10^4}\right) \times 6,11 = 0,012 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 250 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{2,02 \cdot 10^3}{7678,85 \cdot 10^4} \times 45,66 \cdot 10\right) (8 - 6,11) \cdot 10 = 3,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$= 250 \text{ MPa.} \quad \text{vérifiée}$

$$\sigma'_s = 15 \left(\frac{2,02 \cdot 10^3}{7678,85 \cdot 10^4} \times 45,66 \cdot 10\right) (6,11 - 2) \cdot 10 = 7,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$= 250 \text{ MPa.} \quad \text{vérifiée}$

III.2.5 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,2f_{c28}; 5\text{MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,61.10^3}{80.10^3} = 0,020 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

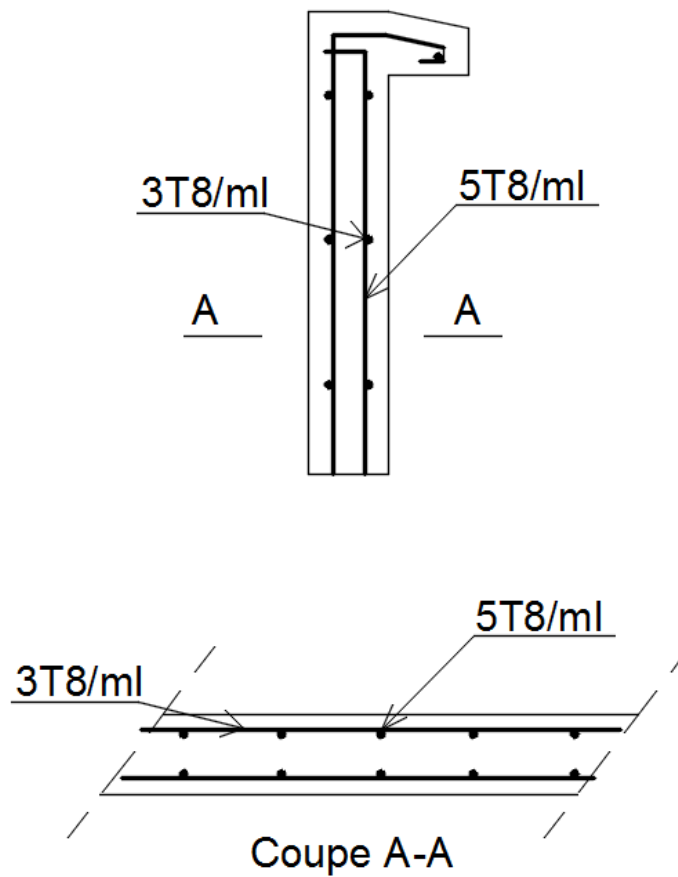


Figure III. 5: Ferrailage acrotère.

III.3 Etude des planchers

III.3.1 Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.3.2 Plancher en corps creux

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

a. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

III.3.2.1 Dimensions des poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur de la planche.

On a: $h_t = 25 \text{ cm}$; avec $h_0 = 5 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$

On a: $b_0 = 12 \text{ cm}$, $b = 65 \text{ cm}$

$c = (b - b_0) / 2 = 26.5$

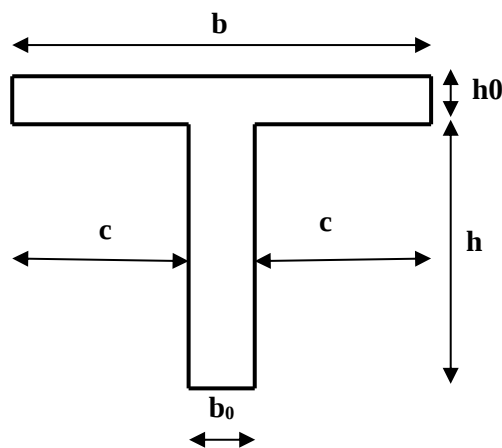


Figure III. 6: Dimensions de Poutrelle.

III.3.2.2 Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

III.3.2.2.1 Méthode forfaitaire :**a.2.1.1. Domaine d'application :**

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée} & \text{intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée} & \text{de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive
- $M=0,6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

III.3.2.2 Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode :

● **Moment sur appuis :** $M_i = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$

● **Moment en travée :** $M_{tmax} = M_0 + \frac{M_I + M_{I-1}}{2} + \frac{(M_I - M_{I-1})^2}{16M_0}$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l' = l$pour une travée de rive

$l' = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

● Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

III.3.2.3 Calcul des poutrelles :

On a un type de poutrelle

● **Poutrelle à (08) travées :**

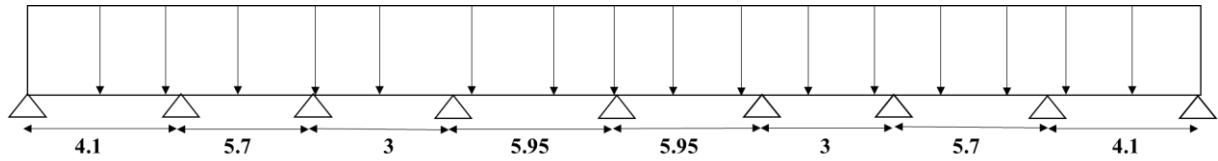


Figure III. 7: Schéma statique de Poutrelle à 8 travées.

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression.
- **2^{ème} étape :** Après le coulage de la table de compression.

III.3.2.3.1 Avant le coulage de la table de compression

● **Poutrelle de 8 travées**

- On considère que les poutrelles sont simplement appuyées à ses extrémités, elles supportent :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1 \text{ kN/m}^2$

III.3.2.3.2 Évaluation des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$G = 1,97 \text{ kN/ml}$

➤ **Charges d'exploitation :**

$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

III.3.2.3.2.1 Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,63 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$

III.3.2.3.2.2 Calcul des moments :

$$M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3,63 \times 5,95^2}{8} = 16,06 \text{ kN.m}$$

$$M_0^s = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,62 \times 5,95^2}{8} = 11,59 \text{ kN.m}$$

III.3.2.3.2.3 Ferrailage :

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

$$M_u = 16.06; b=12\text{cm}; d=4,5\text{cm}; F_{bc}=14,17\text{MPa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.06 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14.17} = 0.182 < \mu_R$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

III.3.2.3.3 Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre en "Té"

III.3.2.3.3.1 Évaluation des charges et surcharges :❖ **Plancher terrasse :**➤ **Charge permanentes :**

$$G=7.09 \times 0,65=4,60 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant :**➤ **Charge permanente :**

$$G=6.04 \times 0,65=3,9 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant(Commerce) :**➤ **Charge permanente :**

$$G=6.04 \times 0,65=3,92 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=5 \times 0,65=3.25 \text{ kN/ml}$$

III.3.2.3.2 Combinaison des charges :➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 7.2 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 5.25 \text{ kN/ml}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,76 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 4.9 \text{ kN/ml}$$

➤ **Plancher courant (commerce):**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 10.17 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 7.17 \text{ kN/ml}$$

III.3.2.3.3 Calcul des efforts internes :**III.3.2.3.4 Plancher Terrasse :**

$$\begin{cases} q_u = 7.52 \text{ kN/ml} \\ q_s = 5.52 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-

$$\text{dire : } \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,10}{5,70} = 0,71 < 0,8 \dots \dots \dots \text{Non vérifier}$$

Alors,

- ❖ On utilise la méthode de Caquot pour calculer les Moment fléchissant et les Effort tranchant

★ ELU :

X	L	I'	q_{ch}	$q_{déch}$	M_{och}	$M_{odéch}$
1-2	4.10	4.10	7.20	6.21	15.13	13.05
2-3	5.70	4.56	7.20	6.21	29.24	25.22
3-4	3.00	2.40	7.20	6.21	8.10	6.99
4-5	5.95	4.76	7.20	6.21	31.86	27.48
5-6	5.95	4.76	7.20	6.21	31.86	27.48
6-7	3.00	2.40	7.20	6.21	8.10	6.99
7-8	5.70	4.56	7.20	6.21	29.24	25.22
8-9	4.10	4.10	7.20	6.21	15.13	13.05

Moment de appuis M_i :

X	M_i cas1	M_i cas2	M_i cas 3
1	0	0	0
2	-16.02	-14.74	-15.09
3	-13.22	-11.64	-12.99
4	-14.39	-12.64	-14.17
5	-19.19	-17.87	-17.87
6	-14.39	-14.17	-12.64
7	-13.22	-12.99	-11.64
8	-16.02	-15.09	-14.74
9	0	0	0

Moment de travées M_t :

X	M_t cas1	M_t cas2	M_t cas 3
1-2	8.18	8.66	6.59
2-3	14.64	12.06	15.21
3-4	5.70	4.03	6.58
4-5	15.11	12.29	15.87
5-6	15.11	15.87	12.29
6-7	5.70	6.58	4.03
7-8	14.64	15.21	12.06
8-9	8.18	6.59	8.66

*** ELS :**

X	L	I'	q_{ch}	$q_{déch}$	M_{0ch}	$M_{0déch}$
1-2	4.10	4.10	5.25	4.60	11.03	9.67
2-3	5.70	4.56	5.25	4.60	21.32	18.68
3-4	3.00	2.40	5.25	4.60	5.91	5.18
4-5	5.95	4.76	5.25	4.60	23.23	20.36
5-6	5.95	4.76	5.25	4.60	23.23	20.36
6-7	3.00	2.40	5.25	4.60	5.91	5.18
7-8	5.70	4.56	5.25	4.60	21.32	18.68
8-9	4.10	4.10	5.25	4.60	11.03	9.67

Moment de appuis M_i :

X	M_i cas1	M_i cas2	M_i cas 3
1	0	0	0
2	-10.64	-10.84	-11.07
3	-9.64	-8.60	-9.49
4	-10.50	-9.34	-10.35
5	-13.99	-13.13	-13.13
6	-10.50	-10.35	-9.34
7	-9.64	-9.49	-8.60
8	-11.68	-11.07	-10.84
9	0	0	0

Moment de travées M_t :

X	M_t cas1	M_t cas2	M_t cas 3
1-2	6.35	6.28	4.92
2-3	11.18	8.98	11.05
3-4	4.15	3.06	4.73
4-5	11.02	9.16	11.52
5-6	11.02	11.52	9.16
6-7	4.15	4.73	3.06
7-8	10.67	11.05	8.98
8-9	5.97	4.92	6.28

Effort tranchant :

X	q	L	T_w	T_e
1	7.20	4.10	10.85	-18.67
2	7.20	5.70	21.01	-20.03
3	7.20	3.00	10.41	-11.19
4	7.20	5.95	20.61	-22.23
5	7.20	5.95	22.23	-20.61
6	7.20	3.00	11.19	-10.41
7	7.20	5.70	20.03	-21.01
8	7.20	4.10	18.67	-10.85
9	7.20	4.10	10.85	-18.67

b. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 15.87 \text{ kN.m}$

$M_{au}^{max} = 19.19 \text{ kN.m}$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 11.52 \text{ kN.m}$

$M_{aser}^{max} = 13.99 \text{ kN.m}$

b.1. Ferrailage en travée :

$h=20\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,85h=17,00\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 86.35 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : 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 (bxh) en flexion simple.

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

Tableau III. 1: Récapitulatif du calcul des sections d’armatures en travée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	A_s choix (cm ²)
15.87	0,038	Oui	0	0,049	20.84	435	1.75	3T10	2.36

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,75 \text{ cm}^2; 1,33 \text{ cm}^2\} = 1,75 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s=2,36 \text{ cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{\max} = 19.19 \text{ kN.m} < M_{tab} = 86.35 \text{ kN.m}$

⇒ L’axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau III. 2: Récapitulatif du calcul des sections d’armatures sur appuis.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	A	Z(cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	A_s choix (cm ²)
19.19	0.250	Oui	0	0.366	18.14	435	2.43	2T14	3.08

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2,43 \text{ cm}^2 ; 0,24 \text{ cm}^2\} = 2,43 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 ($A_s = 3,08 \text{ cm}^2$)

c. Vérifications :**c.1. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 22,23 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{FP}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- Appuis de rives :

- Vérification de la compression du béton [1] :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 18,67 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{18,67 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 2125} = 0,81 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,43 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

- Vérification de la contrainte de compression [1] :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0 d} = \frac{22,23 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 2125} = 0,97 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 3.08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = -1.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable, 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.

Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :

$$\frac{bx^2}{2} + n.A'_s(x - c') - n.A_s(d - x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \\ x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \end{cases}$$

○ Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A'_s(x - c')^2 + n.A_s(d - x)^2$$

○ Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x$$

○ Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

○ Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x)$$

○ Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \end{array} \right. \right. \end{array} \right. \quad \eta = 1.6 : \text{HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Tableau III. 3: Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	X(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	11.52	2.26	0	4.30	11893.16	4.17	246.27	Vérifiée
Appuis	13.99	3,08	0	9.60	9809.32	13.69	249.23	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$$h=25 \text{ cm} ; b_0=12 \text{ cm} ; d=21.25 \text{ cm} ; L=5.95 \text{ m} ; M_{\text{tser}}=11.52 \text{ kN.m} ; M_0=\frac{q \times l^2}{8}=20.87 \text{ kN.m}$$

$$A_s=2.26 \text{ cm}^2 ; f_e=500 \text{ MPa}.$$

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0088 > 0,0084 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,055 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}.$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

❖ La flèche admissible :

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

$$L=595 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{595}{1000} = 1,095 \text{ cm}$$

● Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

● Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

● Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 4: Récapitulatif du calcul de la flèche.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
11.52	2.26	8.57	0,009	239.88	4.64	1,86	0,65	36024.98	9830.05	16282.45

• Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 3216420 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 1072140 \text{ MPa}$$

• Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 12.90 \text{ mm}$$

• Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 23.36 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1.046 < \bar{f}$$

La flèche a été vérifiée

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa).

« BAEI 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

« RPA version 2024 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \mathfrak{B}_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,71 \text{ cm}; 1,4 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,71 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Donc :

$$\text{- Selon le "BAEL 91 modifié 99" : } \begin{cases} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1.53 \times 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 19.13 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.14 \times 10^{-2} \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{- Selon le "RPA version 24" : } \begin{cases} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \\ \bullet S_t \leq 6.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 12.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

• **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t = 2\emptyset 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 28,05 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

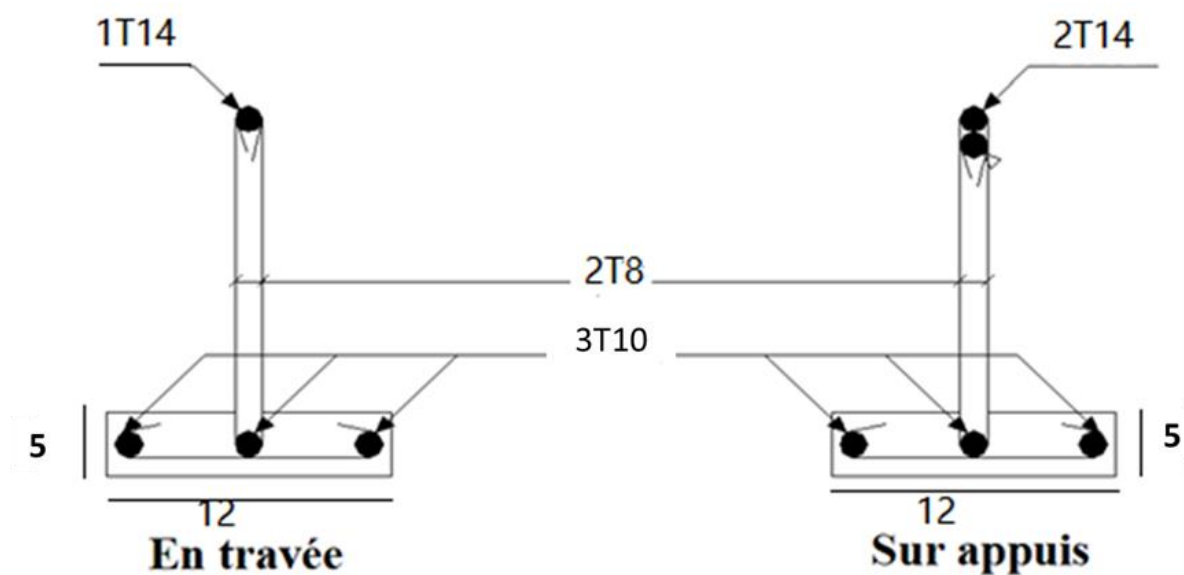


Figure III. 8: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

III.3.2.3.5 Plancher courant (Habitation) :**1- Poutrelles à 8 travées :**

$$\begin{cases} q_u = 6.76 \text{ KN/ml} \\ q_s = 4.90 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire :

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.10}{5.70} = 0.71 < 0.8 \dots \dots \dots \text{Non vérifier}$$

Alors,

- ❖ On utilise la méthode de caque pour calculer les Moment fléchissant et les Effort tranchant

*** ELU :**

X	L	l'	q_{ch}	$q_{déch}$	M_{0ch}	$M_{0déch}$
1-2	4.10	4.10	6.76	5.30	14.20	11.14
2-3	5.70	4.56	6.76	5.30	27.45	21.52
3-4	3.00	2.40	6.76	5.30	7.61	5.96
4-5	5.95	4.76	6.76	5.30	29.92	23.45
5-6	5.95	4.76	6.76	5.30	29.92	23.45
6-7	3.00	2.40	6.76	5.30	7.61	5.96
7-8	5.70	4.56	6.76	5.30	27.45	21.52
8-9	4.10	4.10	6.76	5.30	14.20	11.14

Moment de appuis M_i :

X	M_i cas1	M_i cas2	M_i cas 3
1	0.00	0.00	0.00
2	-16.54	-13.16	-13.67
3	-12.41	-10.07	-12.07
4	-13.51	-10.93	-13.18
5	-18.02	-16.07	-16.07
6	-13.51	-13.18	-10.93
7	-12.41	-12.07	-10.07
8	-15.04	-13.67	-13.16
9	0.00	0.00	0.00

Moment de travée M_t :

X	M_t cas1	M_t cas2	M_t cas 3
1-2	7.14	8.39	5.35
2-3	13.02	9.94	14.59
3-4	5.35	2.89	6.65
4-5	14.19	10.02	15.30
5-6	14.19	15.30	10.02
6-7	5.35	6.65	2.89
7-8	13.74	14.59	9.94
8-9	7.68	5.35	8.39

*** ELS :**

X	L	I'	q_{ch}	$q_{déch}$	M_{0ch}	$M_{0déch}$
1-2	4.10	4.10	4.90	3.90	10.30	8.19
2-3	5.70	4.56	4.90	3.90	19.90	15.84
3-4	3.00	2.40	4.90	3.90	5.51	4.39
4-5	5.95	4.76	4.90	3.90	21.68	17.26
5-6	5.95	4.76	4.90	3.90	21.68	17.26
6-7	3.00	2.40	4.90	3.90	5.51	4.39
7-8	5.70	4.56	4.90	3.90	19.90	15.84
8-9	4.10	4.10	4.90	3.90	10.30	8.19

Moment de appuis M_i :

X	M_i cas1	M_i cas2	M_i cas 3
1	0.00	0.00	0.00
2	-11.99	-9.61	-9.96
3	-9.00	-7.40	-8.76
4	-9.80	-8.02	-9.57
5	-13.06	-11.73	-11.73
6	-9.80	-9.57	-8.02
7	-9.00	-8.76	-7.40
8	-10.90	-9.96	-9.61
9	0.00	0.00	0.00

Moment de travée M_t :

X	M_t cas1	M_t cas2	M_t cas 3
1-2	5.17	6.05	3.97
2-3	9.44	7.35	10.54
3-4	3.88	2.19	4.77
4-5	10.29	7.43	11.05
5-6	10.29	11.05	7.43
6-7	3.88	4.77	2.19
7-8	9.96	10.54	7.35
8-9	5.57	3.97	6.05

Effort tranchant :

X	q	L	T_w	T_e
1	6.76	4.10	9.82	-17.89
2	6.76	5.70	19.99	-18.54
3	6.76	3.00	9.77	-10.51
4	6.76	5.95	19.35	-20.87
5	6.76	5.95	20.87	-19.35
6	6.76	3.00	10.51	-9.77
7	6.76	5.70	18.81	-19.73
8	6.76	4.10	17.53	-10.19
9	6.76	4.10	9.82	-17.89

b. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 15.03 \text{ kN.m}$

$M_{au}^{max} = 18.02 \text{ kN.m}$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 11.05 \text{ kN.m}$

$M_{aser}^{max} = 13.06 \text{ kN.m}$

b.1. Ferrailage en travée :

$h=25\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,85h=21.25\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 86.35 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : 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 (bxh) en flexion simple.

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

Tableau III. 5: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	A_s choix (cm ²)
15.03	0,036	Oui	0	0,046	20.86	435	1.66	3T10	2.26

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1.66 \text{ cm}^2; 1.33 \text{ cm}^2\} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s = 2.26 \text{ cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{\max} = 18.02 \text{ kNm} < M_{tab} = 86.35 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau III. 6 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm))	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	A_s choix (cm ²)
18.02	0.235	Oui	0	0.340	18.36	435	2.25	2T14	3.08

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2.25 \text{ cm}^2; 0.24 \text{ cm}^2\} = 2.43 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 ($A_s = 3.08 \text{ cm}^2$)

c. Vérifications :**c.1. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 20.87 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{FP}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 17.89 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{17,89 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 2125} = 0,78 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{20,87 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 2125} = 0,971 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9 d}}{\sigma_s} = -1,68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable, 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.

- **Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :**

$$\frac{bx^2}{2} + n.A'_s(x - c') - n.A_s(d - x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \\ x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \end{cases}$$

- **Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A'_s(x - c')^2 + n.A_s(d - x)^2$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x$$

- **Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Calcul de σ_s :**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x)$$

- **Calcul de $\bar{\sigma}_s$:**

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \eta = 1.6 : \text{HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Tableau III. 7: Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	X(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Travée	11.05	2.26	0	4.22	11459.99	4.07	246.31	Vérifiée
Appuis	13.06	3,08	0	9.20	9809.32	12.78	232.66	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$$h=25 \text{ cm} ; b_0=12 \text{ cm} ; d=21.25 \text{ cm} ; L=5.95 \text{ m} ; M_{\text{tser}}=11.05 \text{ kN.m} ; M_0=\frac{q \times l^2}{8}=21.68 \text{ kN.m}$$

$$A_s=2.26 \text{ cm}^2 ; f_e=500 \text{ MPa.}$$

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0088 > 0,0084 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,050 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} .$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

❖ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

$$L=595 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{595}{1000} = 1,095 \text{ cm}$$

• **Position de l'axe neutre "y₁" :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

• **Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15 A_s (d - y_1)^2$$

• **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 8: Récapitulatif du calcul de la flèche.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
11.05	2.26	8.57	0,008	230.09	4.64	1,86	0,64	36024.98	9964.48	16444.13

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 3216420 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 1072140 \text{ MPa}$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 12.21 \text{ mm}$$

• Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 22.19 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.998 < \bar{f}$$

La flèche a été vérifiée

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa).

« BAEI 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

« RPA version 2024 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \phi_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,71 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,71 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_l = 8 \text{ mm}$

Donc :

$$\text{- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » : } \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2 \times 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 19,13 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,2 \times 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA version 2024" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \\ \bullet S_t \leq 6.25cm \dots\dots\dots Zone \quad nodale \\ \bullet S_t \leq 12.5cm \dots\dots\dots Zone \quad courante \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t = 2\varnothing 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \Rightarrow S_t \leq 28.05cm$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10cm \dots\dots\dots Zone \quad nodale \\ S_t = 15cm \dots\dots\dots Zone \quad courante \end{array} \right.$

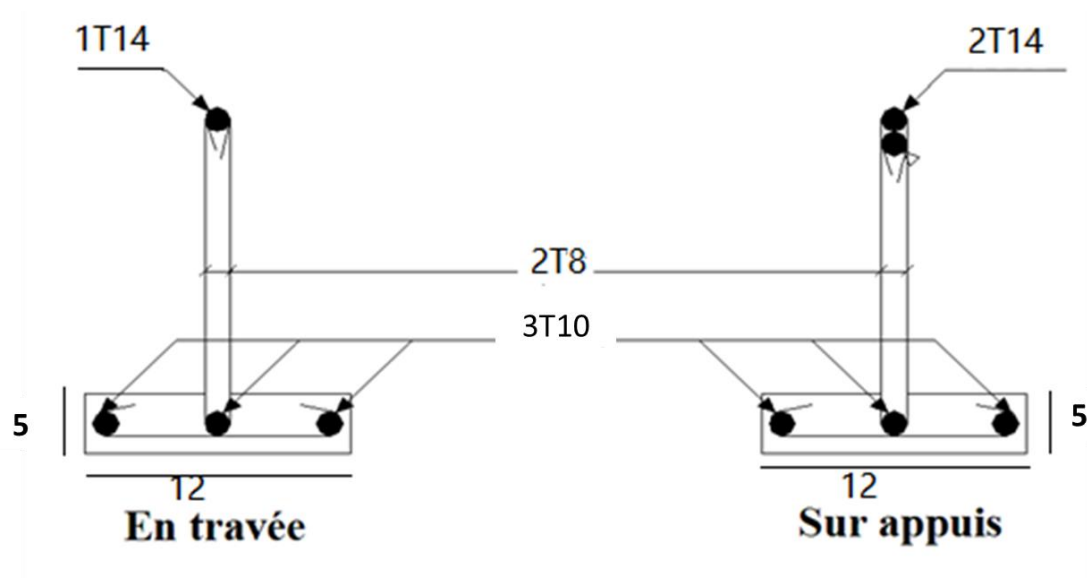


Figure III. 9: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

III.3.2.3.6 Plancher courant (Commerce) :**1- Poutrelles à 8 travées :**

$$\begin{cases} q_u = 10.18 \text{ kN / ml} \\ q_{ser} = 7.18 \text{ kN / ml} \end{cases}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire :

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.10}{5.70} = 0.71 < 0.8 \dots \dots \dots \text{Non vérifier}$$

Alors,

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentes dans les tableaux

- ❖ On utilise la méthode de caque pour calculer les Moment fléchissant et les Effort tranchant

*** ELU :**

X	L	I'	q_{ch}	$q_{déch}$	M_{0ch}	$M_{0déch}$
1-2	4.1	4.1	10.18	5.30	21.38	11.14
2-3	5.7	4.56	10.18	5.30	41.32	21.53
3-4	3	2.4	10.18	5.30	11.45	5.96
4-5	5.95	4.76	10.18	5.30	45.03	23.45
5-6	5.95	4.76	10.18	5.30	45.03	23.45
6-7	3	2.4	10.18	5.30	11.45	5.96
7-8	5.7	4.56	10.18	5.30	41.32	21.53
8-9	4.1	4.1	10.18	5.30	21.38	11.14

Moment de appuis M_i :

X	M_i cas1	M_i cas2	M_i cas 3
1	0	0	0
2	-22.634	-16.354	-18.069
3	-18.686	-10.872	-17.547
4	-20.343	-11.704	-19.235
5	-27.123	-20.625	-20.625
6	-20.343	-19.235	-11.704
7	-18.686	-17.547	-10.872
8	-22.634	-18.069	-16.359
9	0	0	0

Moment de travées M_t :

X	M_t cas1	M_t cas2	M_t cas 3
1-2	11.56	13.99	3.93
2-3	20.69	8.00	23.52
3-4	8.05	0.16	12.40
4-5	21.36	7.50	25.10
5-6	21.36	25.10	7.50
6-7	8.05	12.40	0.16
7-8	20.69	23.52	8.00
8-9	11.56	3.93	13.99

*** ELS :**

X	L	I'	q_{ch}	$q_{déch}$	M_{0ch}	$M_{0déch}$
1-2	4.1	4.1	7.18	3.93	15.08	8.25
2-3	5.7	4.56	7.18	3.93	29.14	15.94
3-4	3	2.4	7.18	3.93	8.07	4.42
4-5	5.95	4.76	7.18	3.93	31.76	17.37
5-6	5.95	4.76	7.18	3.93	31.76	17.37
6-7	3	2.4	7.18	3.93	8.07	4.42
7-8	5.7	4.56	7.18	3.93	29.14	15.94
8-9	4.1	4.1	7.18	3.93	15.08	8.25

Moment de appuis M_i :

X	M_i cas1	M_i cas2	M_i cas 3
1	0.00	0.00	0.00
2	-15.96	-15.96	-12.92
3	-13.18	-13.18	-12.42
4	-14.35	-14.35	-13.61
5	-19.13	-19.13	-14.80
6	-14.35	-14.35	-8.59
7	-13.18	-13.18	-7.98
8	-15.96	-15.96	-11.78
9	0.00	0.00	0.00

Moment de travées M_t :

X	M_t cas1	M_t cas2	M_t cas 3
1-2	8.153	8.153	3.060
2-3	14.590	1.421	16.473
3-4	5.679	5.679	8.573
4-5	15.064	0.736	17.553
5-6	15.064	15.064	5.832
6-7	5.679	9.322	0.209
7-8	14.590	14.590	6.137
8-9	8.153	2.205	9.770

Effort tranchant :

X	10.17	4.10	15.33	-26.37
1-2	10.17	5.70	29.68	-28.29
2-3	10.17	3.00	14.70	-15.81
3-4	10.17	5.95	29.12	-31.39
4-5	10.17	5.95	31.39	-29.12
5-6	10.17	3.00	15.81	-14.70
6-7	10.17	5.70	28.29	-29.68
7-8	10.17	4.10	26.37	-15.33
8-9	10.17	4.10	15.33	-26.37

b. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 25.10 \text{ kN m}$

$M_{au}^{max} = 27.12 \text{ kN m}$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 17.55 \text{ kN m}$

$M_{aser}^{max} = 19.13 \text{ kN m}$

b.1. Ferrailage en travée :

$h=25\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=22.5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 92.11 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : 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 (bxh) en flexion simple.

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

Tableau III. 9: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	A_s choix (cm ²)
25.10	0,054	Oui	0	0,069	21.87	435	2,64	3T12	3,39

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2,64 \text{ cm}^2 ; 1,41 \text{ cm}^2\} = 2,64 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{\max} = 27.12 \text{ kNm} < M_{tab} = 92.11 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau III. 10: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	A_s choix (cm ²)
27.12	0.315	Oui	0	0.490	18,09	435	3.45	1T16+ 1T20	5.15

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{3.45 \text{ cm}^2 ; 2.89 \text{ cm}^2\} = 3.45 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T16+1T20 ($A_s = 5.15 \text{ cm}^2$)

c. Vérifications :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 31.39 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{FP}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 1,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 26.37 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{26,37 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1,09 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,61 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{31,39 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1,29 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 5,15 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9 d}}{\sigma_s} = -1,03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable, 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.

Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :

$$\frac{bx^2}{2} + n \cdot A'_s(x - c') - n \cdot A_s(d - x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \\ x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \end{cases}$$

○ **Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A'_s(x - c')^2 + n \cdot A_s(d - x)^2$$

○ **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x$$

○ **Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

○ **Calcul de σ_s :**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x)$$

○ **Calcul de $\bar{\sigma}_s$:**

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \eta = 1.6 : \text{HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Tableau III. 11: Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	X(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	17.55	3,39	0	5.2	18265.40	4.99	249.34	Vérifiée
Appuis	19.13	5.16	0	11.75	15416.12	14.59	199.90	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$$h=25\text{cm} ; b_0=12 \text{ cm} ; d=22.5 \text{ cm} ; L=4,85 \text{ m} ; M_{\text{tser}}=17.55 \text{ Kn.m} ; M_0=\frac{q \times l^2}{8}=31.77 \text{ Kn.m}$$

$$A_s=3,39 \text{ cm}^2 ; f_e=500 \text{ MPa.}$$

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,012 > 0,0084 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,055 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} .$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

❖ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

$$L=595\text{cm}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{595}{1000} = 1.095\text{cm}$$

● **Position de l'axe neutre "y₁" :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

• **Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15 A_s (d - y_1)^2$$

• **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 12: Récapitulatif du calcul de la flèche.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
17.55	4.62	9.41	0,017	168.83	2.4	0.96	0.73	43569.17	17388.78	25591.89

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 3216420 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 1072140 \text{ MPa}$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 12.1 \text{ mm}$$

● **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 11.64 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.954 < \bar{f}$$

La flèche a été vérifiée

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa).

« **BAEL 91 modifié 99** » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

« **RPA version 2024** » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,7 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,7 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_l = 8 \text{ mm}$

Donc :

$$\text{- Selon le « BAEL 91 modifié 99 » : } \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 3.38.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.96.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$- \text{Selon le "RPA version 2024"} : \begin{cases} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 6,25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 12,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

• **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t = 2\varnothing 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 28,05 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

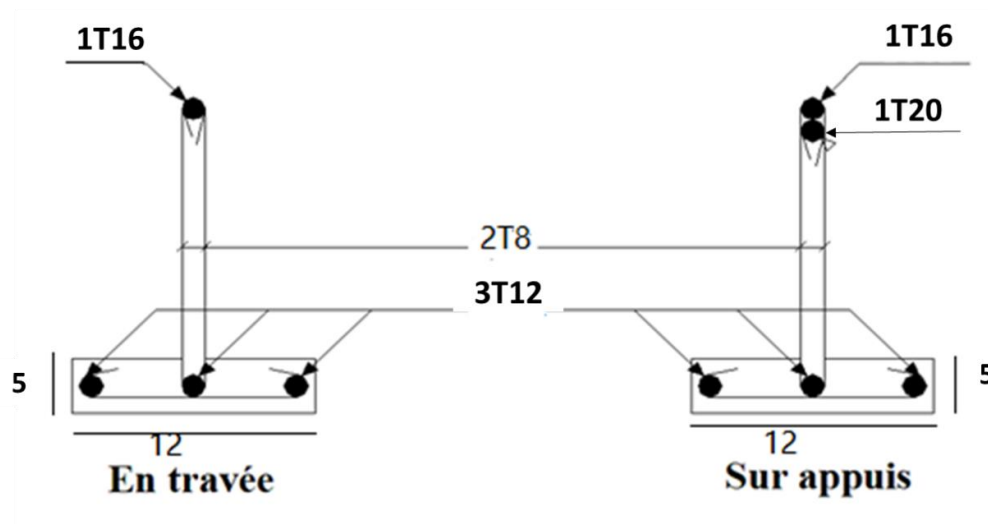


Figure III. 10: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

III.3.2.3.6.1 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.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

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

$f_e=520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS. TIE 520 $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$)

On a : $L=65\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1=0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : $5T5=0,98\text{cm}^2$

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

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

Soit : $5T5=0,98\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

Conclusion :

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.

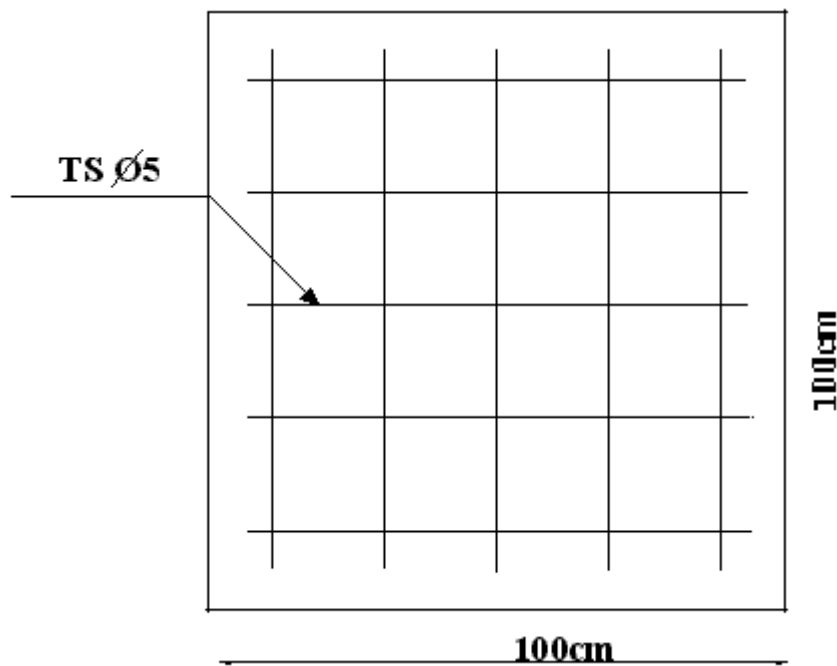


Figure III. 11: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.3.3 Plancher en dalle pleine

III.3.3.1 Plancher terrasse :

III.3.3.1.1 Pré dimensionnement :

Notre ouvrage comporte un type de dalle pleine à trois appuis, de dimensions (4.85x5.7).

D'après le BAEL ; l'épaisseur "e" est déterminée comme suit :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

$$\frac{485}{50} \leq e \leq \frac{485}{40} \Rightarrow 9.7 \text{ cm} \leq e \leq 12.13 \text{ cm}$$

- Les contraintes dues au feu imposent également des épaisseurs de :
 $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
 $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
 $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.
- Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.
 ✓ On opte pour $e = 15 \text{ cm}$.

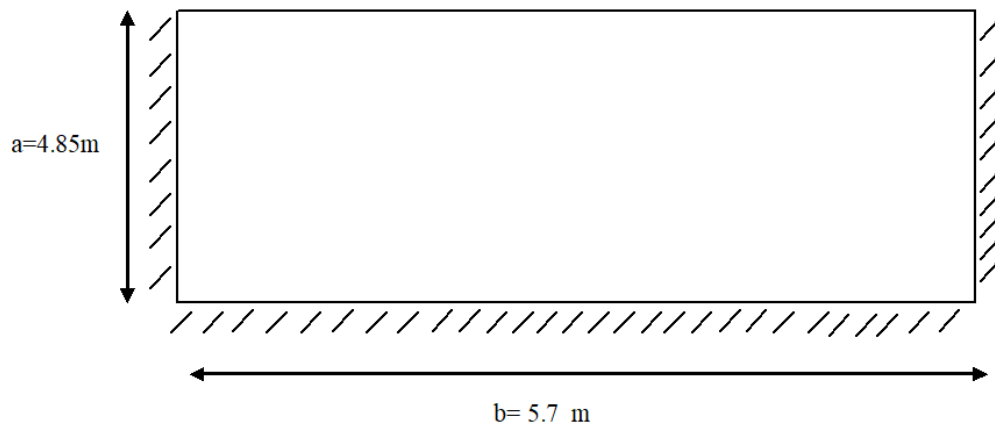


Figure III. 12: Dalle plein.

III.3.3.1.2 Évaluation des charges :

- Charge permanente : $G = 6,29 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

III.3.3.1.3 Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 13.74 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}} = G + Q = 9.79 \text{ kN/m}^2$$

III.3.3.1.4 Les dimensions :

On a : $L_y = 5.7 \text{ m}$; $L_x = 4.85 \text{ m}$

III.3.3.1.5 Calcul des sollicitations :

On calcul $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec : l_x = petit côté de la dalle

l_y = grand côté de la dalle

Les formules donnant les moments fléchissant en travées et sur appuis sont les suivantes :

$$\rho = \frac{4.85}{5.7} = \rightarrow \rho = 0.85 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x * q_u * L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y * q_u * L_y^2$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\text{ELE : } \mu_x = 0.0506$$

$$\mu_y = 0.6864$$

$$\text{ELS : } \mu_x = 0.0576$$

$$\mu_y = 0.7794$$

- **A.E.L.U :**

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 16.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 11.23 \text{ KN.m}$$

- a) Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 13.90 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 8.42 \text{ KN.m.}$$

- b) Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -8.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_x = -4.91 \text{ KN.m}$$

- **A.E.L.S:**

$$M_x = \mu_x * q_s * L_x^2 = 13.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 10.34 \text{ KN.m}$$

- a) Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 11.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 7.76 \text{ KN.m.}$$

b) **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = -0,5M_x = -6.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3M_x = -3.98 \text{ KN.m.}$$

III.3.3.1.6 Calcul de ferrailage :

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 13: Ferrailage de dalle pleine.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
M_{ux}	13.9	0,054	Oui	0	0,069	13.12	2.43	1,63	4T12	4,52	30
M_{uy}	8.42	0,03	Oui	0	0,041	13.27	1.46	1,63	4T12	4,52	30

*** Espacement :**

$$St \leq \min(33 \text{ cm} ; 3h) \Rightarrow St = 30 \text{ cm} \leq (33 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{verifier}$$

Appui :

Tableau III. 14: Ferrailage dalle plein.

M_a (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
4.41	0,019	oui	0	0,024	13.37	0.84	1,63	4T10	4.52	30
8.18	0.032	oui	0	0.04	13.28	1.42	1.63	4T10	4.52	30

III.3.3.1.7 Vérification vis-à-vis de l'ELS**❖ Vérification des contraintes :**

$$M_{ser} = 11.72 \text{ kN.m}$$

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :

$$\frac{bx^2}{2} + n.A'_s(x - c') - n.A_s(d - x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \\ x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \end{cases}$$

○ **Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A'_s(x - c')^2 + n.A_s(d - x)^2$$

○ **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x$$

- Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x)$$

- Calcul de σ_s :

Cas de fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ 250 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \eta = 1.6 : \text{HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Tableau III. 15 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

Tableau III. 15: Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	X(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	11.72	4.52	0	3.65	8199.03	5.22	211.2	Vérifiée

III.3.3.1.8 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

On calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{23.38 \times 10^3}{100 \times 135} = 0.173 \text{ Mpa}$$

$$0.173 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

III.3.3.1.9 Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

❖ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

$$L = 570 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{570}{1000} = 1,07 \text{ mm}$$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 10818,86$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(1)(0,15)^3}{12} = 2,81 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Donc: } f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 13,74 \times 10^3 \times (5,7)^4}{384 \times 10818,86 \times 10^6 \times 2,81 \times 10^{-4}} = 0,06 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ La condition est vérifiée

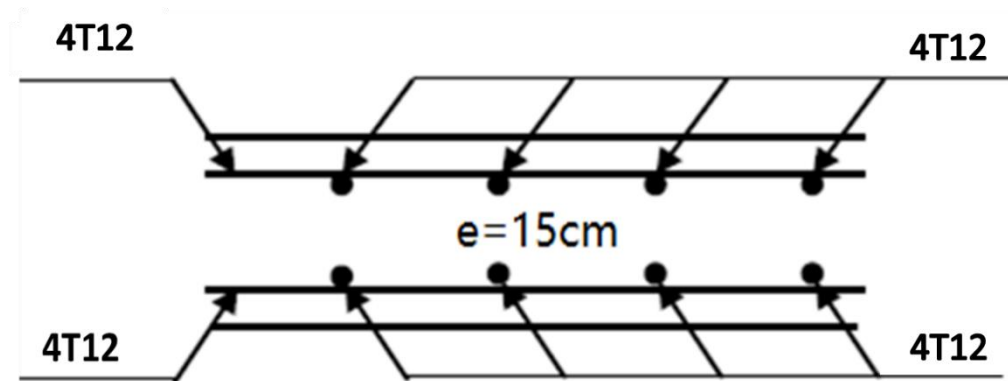


Figure III. 13: Ferrailage de la dalle pleine.

III.3.3.2 Plancher étage courant :**III.3.3.2.1 Pré dimensionnement :**

Notre ouvrage comporte un type de dalle pleine à trois appuis, de dimensions (5.95x6).

D'après le BAEL ; l'épaisseur "e" est déterminée comme suit :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

$$\frac{5.95}{50} \leq e \leq \frac{5.95}{40} \Rightarrow 11.9 \text{ cm} \leq e \leq 14.88 \text{ cm}$$

- Les contraintes dues au feu imposent également des épaisseurs de :
 $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
 $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
 $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.
- Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.
 ✓ On opte pour $e = 15 \text{ cm}$.

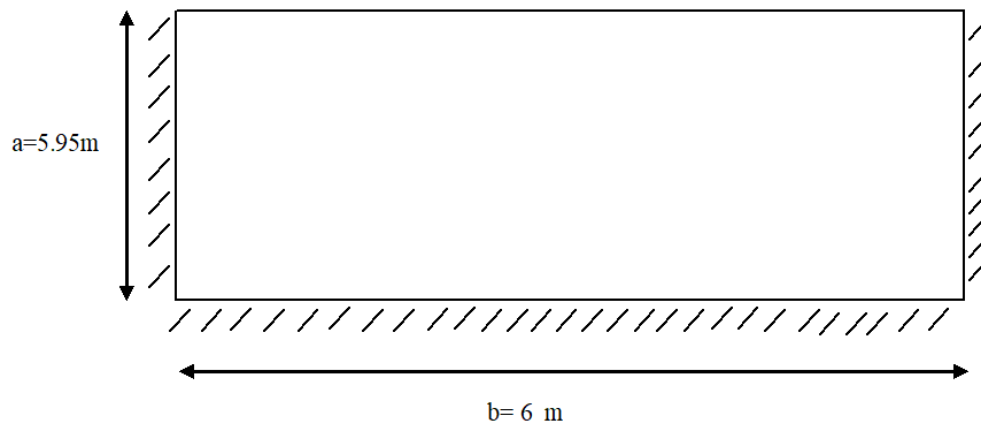


Figure III. 14: Dalle pleine.

III.3.3.2.2 Évaluation des charges :

- Charge permanente : $G = 6,29 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Combinaison des charges

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 10.74 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}} = G + Q = 7.79 \text{ kN/m}$$

III.3.3.2.3 Les dimensions :

On a : $L_y = 6 \text{ m}$; $L_x = 5.95 \text{ m}$

III.3.3.2.4 Calcul des sollicitations :

On calcul $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec : l_x = petit côté de la dalle

l_y = grand côté de la dalle

Les formules donnant les moments fléchissants en travées et sur appuis sont les suivantes :

$$\rho = \frac{4.85}{5.7} = \rightarrow \rho = 0.99 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\text{ELU : } \mu_x = 0.0376$$

$$\mu_y = 0.9771$$

$$\text{ELS : } \mu_x = 0.0449$$

$$\mu_y = 0.9847$$

- **A.E.L.U :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 14.30 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 13.97 \text{ KN.m}$$

- c) Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 12.15 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 11.87 \text{ kNm.}$$

- d) Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -7.15 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_x = -4.29 \text{ KNm.}$$

- **A.E.L.S:**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 12.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 12.19 \text{ KN.m}$$

- c) Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 10.52 \text{ KNm.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 10.36 \text{ KNm.}$$

d) Moments sur appuis :

$$M_{ax}=0,5M_x= 6.19 \text{ KNm}$$

$$M_{ay}=0.3M_x= 3.71 \text{ KNm.}$$

III.3.3.2.5 Calcul de ferrailage :

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 16 : Ferrailage de dalle pleine.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
M_{u_x}	12.15	0.047	Oui	0	0,060	13.17	2.12	1,63	5T10	3.93	25
M_{u_y}	11.87	0.046	Oui	0	0,059	13.18	2.07	1,63	5T10	3.93	25

*** Espacement :**

$$St \leq \text{Min}(33\text{cm} ; 3h) \Rightarrow St=25\text{cm} \leq (33\text{cm}; 45\text{cm}) \dots\dots\dots \text{verifier}$$

Appui :

Tableau III. 17: Ferrailage dalle plein.

M_a (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A^{cal}_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
4.29	0,017	oui	0	0,021	13.39	0.74	1,63	5T10	3.93	25
7.15	0.028	oui	0	0.035	13.31	1.23	1.63	5T10	3.93	25

III.3.3.2.6 Vérification vis-à-vis de l'ELS :**❖ Vérification des contraintes :**

$$M_{ser} = 10.52 \text{ kNm.m}$$

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

○ **Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :**

$$\frac{bx^2}{2} + n \cdot A'_s(x - c') - n \cdot A_s(d - x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \\ x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \end{cases}$$

- Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A'_s(x - c')^2 + n.A_s(d - x)^2$$

- Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x$$

- Calcul de σ_{bc}^- :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x)$$

- Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \eta = 1.6 : \text{HA}$$

$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$

Tableau III. 18: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	X(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Travée	10.52	3.93	0	3.44	7322.87	4.94	216.78	Vérifiée

III.3.3.2.7 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

On calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{21.36 \times 10^3}{100 \times 135} = 0.158 \text{ Mpa}$$

$$0.173 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

III.3.3.2.8 Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

❖ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

$$L = 570 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{600}{1000} = 1,1 \text{ mm}$$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 10818,86$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(1)(0,15)^3}{12} = 2,81 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Donc: } f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 10,74 \times 10^3 \times (6)^4}{384 \times 10818,86 \times 10^6 \times 2,81 \times 10^{-4}} = 0,059 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ La condition est vérifiée

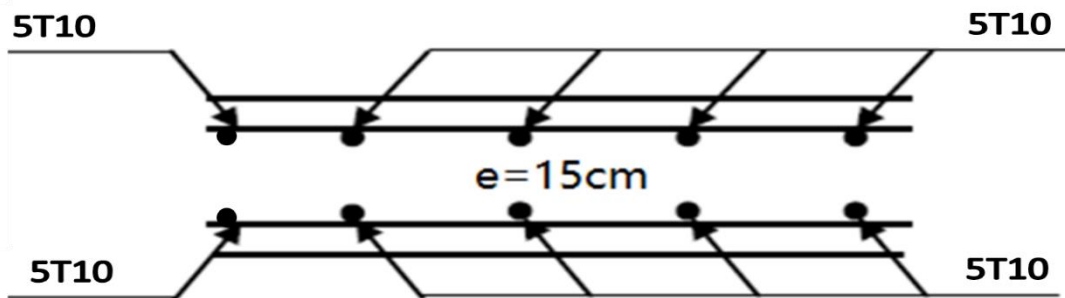


Figure III. 15: Ferrailage de la dalle pleine.

III.4 Escalier

Les escaliers sont des éléments qui permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier :

- Escalier balancé.
- Escalier à deux volées.

III.4.1 Définition des éléments d'un escalier

- * La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- * La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- * La hauteur : de marche est la différence du niveau entre deux marches successives.
- * La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- * Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- * Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- * Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- * Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- * L'emmarchement : est la longueur d'une marche.
- * La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- * La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- * L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.
- * La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier

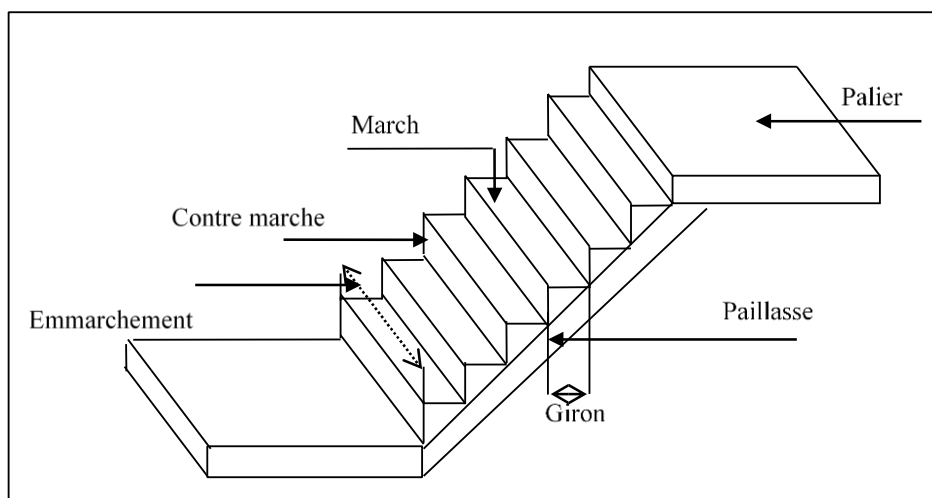


Figure III. 16: Éléments d'un escalier.

III.4.2 Type1 : escalier balancé**III.4.2.1 Dimensionnement d'escalier :**

Le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$\diamond 2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\diamond n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$\diamond (n-1) g = L \dots\dots\dots (3)$$

De 1, 2 et 3 on trouve :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

- n : Le nombre des contre marches.
- (n-1) : Le nombre des marches.
- H : Hauteur de l'escalier (170 cm).
- L : Longueur total.
- g : largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche .

On prend :

- n = 8
- g = 30 cm
- h = 17 cm

Vérification de g et h pour la formule de rondelet :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \rightarrow 2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$16 \leq h \leq 18 \rightarrow h = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$22 \leq g \leq 33 \rightarrow g = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Ce type d'escalier est composé de trois volets :

On prend : h = 17 cm, g = 30 cm

- **Volée 1 :**

$$L_1 = (7 \times 30) + 135 = 345 \text{ cm}$$

$$H_1 = n \times h = 8 \times 17 = 136 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{136}{345} \Rightarrow \alpha = 21.51^\circ$$

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{3.45}{\cos 21.51} = 3.7 \text{ m}$$

$$\frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12.13 \leq e \leq 8.5 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **Volée 2 :**

$$L_1 = (7 \times 30) + 135 = 345 \text{ cm}$$

$$H_1 = n \times h = 8 \times 17 = 136 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{136}{345} \Rightarrow \alpha = 21.51^\circ$$

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{3.45}{\cos 21.51} = 3.7 \text{ m}$$

$$\frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12.13 \leq e \leq 8.5 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **Volée 3 :**

$$L_3 = 265$$

$$H_3 = n \times h = 3 \times 17 = 51 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{51}{265} \Rightarrow \alpha = 10.89^\circ$$

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{2.65}{\cos 10.89} = 2.69 \text{ m}$$

$$\frac{269}{30} \leq e \leq 269 \Rightarrow 8.96 \leq e \leq 13.45 \Rightarrow e = 13 \text{ cm}$$

Donc on prendra **e = 15 cm**

III.4.2.2 Évaluation des charges :

• **Charge permanente**

➤ Poids propre de paillasse 1 :

$$G = \frac{(25 \times 0.15)}{\cos 21.51} = 4.03 \text{ KN/m}^2$$

➤ Poids propre de paillasse 2 :

$$G = \frac{(25 \times 0.15)}{\cos 10.89} = 3.81 \text{ KN/m}^2$$

➤ Poids propre de paillasse 3 :

$$G = \frac{(25 \times 0.15)}{\cos 33.94} = 4.52 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III. 19: La charge permanente au niveau des paliers d'escaliers

	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN /m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	3	18	0.54
Enduit du ciment	2	18	0.36
Poids propre de la paillasse	/	/	4.52
Poids propre de la marche	/	/	1.88
Poids propre de la garde -corps	/	/	1
ΣG			8.74KN/m ²

- **Charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELE :

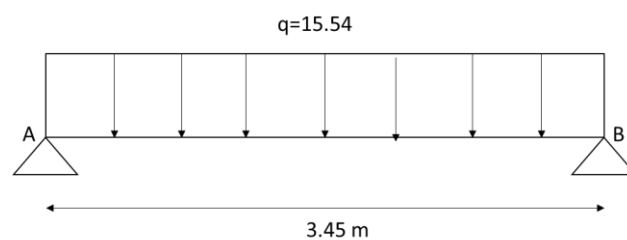
$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 8.74 + 1.5 \times 2.5 = 15.54 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$N_u = G + Q$$

$$N_u = 8.74 + 2.5 = 11.24 \text{ KN/m}$$

III.4.2.3 Calcul des efforts :**ELU****Figure III. 17:** Schéma statique d'escalier.

$$\Sigma F_H = 0$$

$$\Rightarrow 0 = 0$$

$$\Sigma F_V = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - 15.54 \times 3.45 = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{53.613}{2} = 26.81 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :Tronçon AB : $0 \leq x \leq 3.45$

$$T(x) = R_A - qx$$

$$T(x) = 26.81 - 15.54x$$

$$M(x) = R_A x - \frac{q}{2} x^2$$

$$M(x) = 26.81 x - 7.77x^2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(3.45) = 0.85 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = 26.81 \text{ KN} \quad T(3.45) = -26.8 \text{ KN}$$

$$\frac{dM}{dx} = T(x) = 0 \implies x = 1.73 \text{ m}$$

$$M(1.73) = 23.13 \text{ KN.m}$$

Moment isostatique : $M_U = 23.13 \text{ kN.m}$ Effort tranchant : $T_U = 26.81 \text{ KN}$

ELS :

$$\sum F_H = 0$$

$$\implies 0 = 0$$

$$\sum F_V = 0$$

$$\implies R_A + R_B - 11.24 \times 3.45 = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{38.78}{2} = 19.40 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :Tronçon AB : $0 \leq x \leq 3.45$

$$T(x) = R_A - qx$$

$$T(x) = 19.40 - 11.24x$$

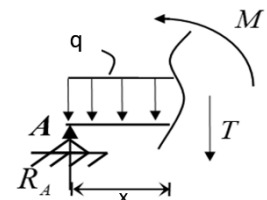
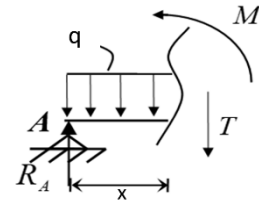
$$M(x) = R_A x - \frac{q}{2} x^2$$

$$M(x) = 19.40 x - 5.62x^2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(3.45) = 0.21 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = 19.40 \text{ KN} \quad T(3.45) = -19.38 \text{ KN}$$

$$\frac{dM}{dx} = T(x) = 0 \implies x = 1.73 \text{ m}$$



$$M(1.73) = 16.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_u = 16.75 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u = 19.40 \text{ KN}$$

III.4.2.4 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$$b = 100 \text{ cm; } h = 15 \text{ cm; } f_e = 500 \text{ MPa; } d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm; } f_{c28} = 25 \text{ MPa;}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_u = 0,85 \times 23,13 = 19,66 \text{ kNm}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0,5 M_u = 0,5 \times 23,13 = 11,57 \text{ kNm}$$

Tableau III. 20: Calcul du ferrailage

	M_u [kNm]	μ	α	Z [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	choix	$A_s^{\text{Adoptée}}$ [cm ²]
Travée	19.66	0,076	0,099	12,97	0	3.49	5T12	5.65
Appui	11.57	0,045	0,057	13,19	0	2.02	3T12	3,39

✓ **Espacement :**

➤ **En travée :**

On prend : esp=25 cm

➤ **Sur appui :**

On prend : esp=50 cm

✓ **Armature de répartition :**

$$\text{- En travée : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41 \leq A_r \leq 2.83$$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

$$\text{- Sur appui : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.85 \leq A_r \leq 1.7$$

Le choix est de 3T8=1.51cm² avec S_t=30cm

III.4.2.5 Vérifications :**✚ Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 500 = 1,30 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s \min}$ Vérifié

Sur appui : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{s \min}$ Vérifié

✚ L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$T_u = 26,81 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 26,81 \times 10^3 / (135) (1000)$$

$$\Rightarrow 0,198 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)}$$

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la}$$

condition suivant :

$$A_s \geq (T_u + M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 26,8 - \frac{11,57}{(0,9) (0,135)} = -68,43 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction => pas de vérification de la section.

✚ Vérification à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable, 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.

- En appuis : $M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 16,75 = 8,38 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 16,75 = 14,24 \text{ kN.m}$

○ Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :

$$\frac{bx^2}{2} + n \cdot A'_s(x - c') - n \cdot A_s(d - x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \\ x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \end{cases}$$

○ Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A'_s(x - c')^2 + n \cdot A_s(d - x)^2$$

○ Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x$$

○ Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

○ Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x)$$

○ Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \begin{cases} 2/3 f_e = 333,333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \begin{cases} 250 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta} f_{tj} = 201,633 \text{ MPa} \end{cases} \end{cases} \quad \eta = 1,6 : \text{HA}$$

$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$

Tableau III. 21 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	Vérification
Travée	14,24	4,52	0	4,01	9781,97	5,83	207,22	Vérifiée
Appuis	5,025	3,39	0	3,23	6486,52	4,17	199,02	Vérifiée

✚ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{153}{395} = 0,387 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \bullet \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0,0041 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \bullet 0.0387 > 0,084 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.4.3 Type 2 : escalier à deux volées

III.4.3.1 Dimensionnement d'escalier

Le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- ❖ $2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$
- ❖ $n \times h = H \dots\dots\dots (2)$
- ❖ $(n-1) g = L \dots\dots\dots (3)$

$$\text{De 1, 2 et 3 on trouve : } 64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

- n : Le nombre des contre marches.
- $(n-1)$: Le nombre des marches.
- H : Hauteur de l'escalier (170 cm).
- L : Longueur total.
- g : largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.

On prend :

- $n = 8$
- $g = 30 \text{ cm}$
- $h = 17 \text{ cm}$

Vérification de g et h pour la formule de rondelle :

$$\begin{array}{ll} 59 \leq 2h + g \leq 66 & \rightarrow 2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ 16 \leq h \leq 18 & \rightarrow h = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ 22 \leq g \leq 33 & \rightarrow g = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \end{array}$$

a) Angle de pente courants :

L'angle de la pente des escaliers se répartit ainsi :

- Escalier courant (de 24° à 45)

α : Angle de pente.

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{h}{L} = 33.94^\circ$$

b) Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$L = L_p + L_v$$

$$L = 4.44m$$

$$14.81 \leq e \leq 22.21$$

on prend $e = 15 \text{ cm}$

Avec :

- e : épaisseur de la paillasse
- L : longueur total

Évaluation des charges**a) Au niveau des paliers :**

- **Charge permanente**

Tableau III. 21: La charge permanente au niveau des paliers d'escaliers

	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	2 cm	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose	2 cm	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable	2 cm	$0.02 \times 18 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Dalle Pleine	15 cm	$0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$
Enduit du ciment	2 cm	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
ΣG		5.52 KN/m²

- **Charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

B) Au niveau de la paillasse (volée) :• **Charge permanente :****Tableau III. 22:** La charge permanente au niveau de la paillasse d'escaliers.

	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage (marche)	2 cm	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (marche)	2 cm	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable	2	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
Paillasse	15	4.44 KN/m^2
Marche	17	2.125 KN/m^2
Enduit de ciment	2 cm	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
Garde-corps	/	1 KN/m^2
ΣG		KN/m²

• **Charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELE :

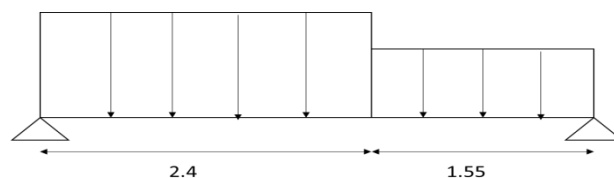
$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

ELS :

$$Nu = G + Q$$

Tableau III. 23: combinaison des charges

	G	Q	q(ELU)	q(ELS)
Volée	8.37	2.5	15.05	10.87
Palier	5.1	2.5	10.64	7.60

III.4.3.2 Calcul des sollicitations :❖ **Réaction d'appuis :****Figure III. 18:** Schéma statique d'escalier.

$$\sum F_H = 0$$

$$\Rightarrow 0 = 0$$

$$\sum F_V = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - 15.05 \times 2.4 - 10.64 \times 1.55 = 0$$

$$R_A + R_B = 52.61 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B(3.95) - (15.05)(2.40)(1.2) - (10.64)(1.55)(3.175) = 0$$

$$R_B = 24.23 \text{ KN}$$

$$R_A = 28.38 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

Tronçon AB : $0 \leq x \leq 2.4$

$$T(x) = R_A - qx$$

$$T(x) = 28.38 - 15.05x$$

$$M(x) = R_A x - \frac{q}{2} x^2$$

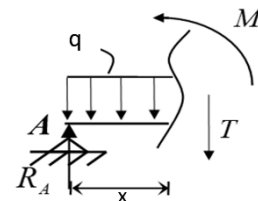
$$M(x) = 28.38x - 7.525x^2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(2.4) = 24.768 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = 28.38 \text{ KN} \quad T(2.4) = -7.74 \text{ KN}$$

$$\frac{dM}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.885 \text{ m}$$

$$M(1.885) = 26.76 \text{ KN.m}$$



Tronçon AB : $2.40 \leq x \leq 3.55$

$$T(x) = -q_2 \times 2.4 - q_1(x - 2.4) + R_A$$

$$T(x) = 17.64 - 10.64x$$

$$M(x) = -\frac{q_1}{2}(x - 2.4)^2 - q_2 \times 2.4(x - 1.2) + R_A x$$

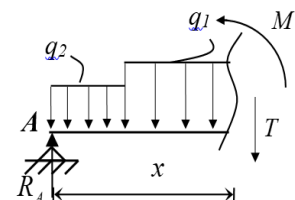
$$M(x) = -5.32x^2 + 17.64x + 12.704$$

$$M(2.4) = 24.76 \text{ KN.m} \quad M(3.95) = -0.62 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = -7.74 \text{ KN} \quad T(1.8) = -24.38 \text{ KN}$$

Moment isostatique : $M_U = 26.76 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_U = 28.38 \text{ KN}$



❖ Réaction d'appuis :

$$\sum F_H = 0$$

$$\Rightarrow 0 = 0$$

$$\sum F_V = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - 10.87 \times 2.4 - 7.60 \times 1.55 = 0$$

$$R_A + R_B = 37.868 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B(3.95) - (10.87)(2.40)(1.2) - (7.6)(1.55)(3.175) = 0$$

$$R_B = 17.39 \text{ KN}$$

$$R_A = 20.47 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

Tronçon AB : $0 \leq x \leq 2.4$

$$T(x) = R_A - qx$$

$$T(x) = 20.47 - 10.87x$$

$$M(x) = R_A x - \frac{q}{2} x^2$$

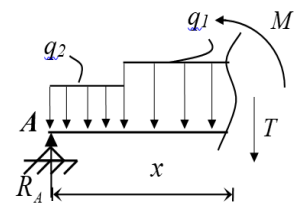
$$M(x) = 20.47x - 5.435x^2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(2.4) = 17.82 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = 20.47 \text{ KN} \quad T(2.4) = -5.618 \text{ KN}$$

$$\frac{dM}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.885$$

$$M(1.885) = 19.27$$



Tronçon AB : $2.40 \leq x \leq 3.95$

$$T(x) = -q_2 \times 2.4 - q_1(x - 2.4) + R_A$$

$$T(x) = 12.62 - 7.6x$$

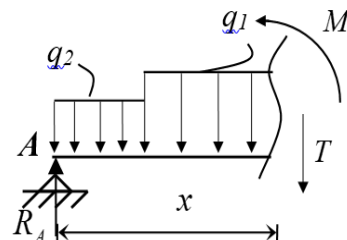
$$M(x) = -\frac{q_1}{2}(x - 2.4)^2 - q_2 \times 2.4(x - 1.2) + R_A x$$

$$M(x) = -3.8x^2 + 12.62x + 9.41$$

$$M(2.4) = 17.81 \text{ KN.m} \quad M(3.95)$$

$$= -0.023 \text{ KN.m}$$

$$T(2.40) = -5.61 \text{ KN} \quad T(3.95) = -17.4 \text{ KN}$$



Moment isostatique : $M_U = 19.27 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_U = 20.47 \text{ KN}$

III.4.3.3 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

En travée : $M_t = 0,85 M_u = 0,85 \times 26,76 = 22,75 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = 0,5 M_u = 0,5 \times 26,76 = 13,38 \text{ KN.m}$

Tableau III. 24: Calcul du ferrailage.

	M_u [kNm]	μ	α	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	choix	$A_s^{Adoptée}$ [cm ²]
Travée	22.75	0,088	0,115	12,87	0	4.06	5T12	5.65
Appui	13.38	0,052	0,067	13,14	0	2.34	3T12	3,39

✓ **Espacement :**

➤ **En travée :**

On prend : esp=25 cm

➤ **Sur appui :**

On prend : esp=50 cm

✓ **Armature de répartition :**

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41 \leq A_r \leq 2.83$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec $S_t=25\text{cm}$

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.85 \leq A_r \leq 1.7$

Le choix est de 3T8=1.51cm² avec $S_t=30\text{cm}$

III.4.3.4 Vérifications :

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 500 = 1,30 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots\dots\dots$ Vérifié

Sur appui : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots\dots\dots$ Vérifié

✚ L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec : $\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \text{Min} (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible}).$

$$T_u = 28.38 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 28.38 \times 10^3 / (135) (1000)$$

$$\Rightarrow 0,21 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la

condition suivant : $A_s \geq (T_u + M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 28.38 - \frac{13.38}{(0,9) (0,135)} = -81.74 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction $\Rightarrow$ pas de vérification de la section.

✚ Vérification à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable, 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.

- En appuis : $M_a = 0,3 \times M_{\text{ser}} = 0,5 \times 19.27 = 9.64 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_t = 0,8 \times M_{\text{ser}} = 0,85 \times 19.27 = 16.38 \text{ kN.m}$

○ Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :

$$\frac{bx^2}{2} + n \cdot A'_s (x - c') - n \cdot A_s (d - x) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \\ x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \end{array} \right.$$

- Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A'_s(x - c')^2 + n.A_s(d - x)^2$$

- Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x$$

- Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x)$$

- Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \eta = 1.6 : \text{HA}$$

$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$

Tableau III. 25: Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	X(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	16.38	5.65	0	4.01	9781.96	6.71	238.34	Vérifiée
Appuis	9.64	3,39	0	3.23	6486.52	2.5	228.70	Vérifiée

✚ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{153}{395} = 0,387 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,004 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,0387 > 0,08 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.5 Balcons

III.5.1 Introduction

Notre balcon est considéré comme une porte à faux (consol), on fait son calcul comme une poutre encastrée d'une seule extrémité Soumis à :

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

III.5.2 Évaluation des charges du balcon

- Charge permanente :

$$G = 6.29 \times 1\text{m} = 6.29\text{kN/m}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 3.50\text{kN/m}^2$$

- Charge concentrée du mur extérieur " F " :

$$F = 2.81 \times 1\text{m} = 2.81\text{KN}$$

III.5.3 Combinaison de charges

➤E.L.U :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.29 + 1.5 \times 3.5 = 13.74 \text{ kN/ml}$$

$$F_u = 1.35F = 1.35 \times 2.81 = 3.79\text{kN/ml}$$

➤E.L.S :

$$Q_s = G + Q = 6.29 + 3.5 = 9.79 \text{ kN/ml}$$

$$F_s = F = 2.81 \text{ kN/ml}$$

III.5.4 Calcul des moments

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.2$

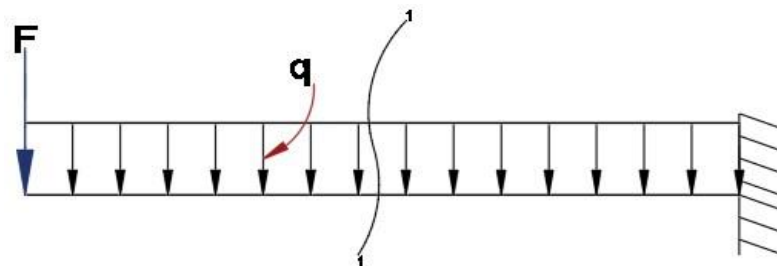


Figure III. 19: Schéma statique de balcon.

• **Moment fléchissant :**

$$M_u(x) = -\left(\frac{q_x}{2}x^2 + Fx\right)$$

• **Effort tranchant :**

$$T(x) = (q_x + F)$$

Tableau III. 26: Calcul des effort inter

	ELU	ELS
M (kNm)	41.59	29.87
T (kN)	33.99	24.35

III.5.5 Calcul de ferrailage

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

$$f_{c28}=25\text{MPa}; f_{t28}=2,1\text{MPa}; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}; b=100\text{cm}; h=15\text{cm}; d=12\text{cm}; f_e=500\text{MPa}$$

Exemple de Calcul de moment à mi travée :

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow B = 100\text{cm} \times 15\text{cm} \\ M_u = 41.59 \text{ KN.m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_e = 500 \text{ MPa} \\ \text{Situation durable} \end{array} \right\}$$

$$d = 0.8h = 0.8 \times 15 = 12\text{cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17\text{Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bc}} = 0.204$$

$$\mu \leq \mu_R \quad 0.204 \leq 0.372 \Rightarrow A_s' = 0$$

➤ Armatures tendues seulement

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.288$$

$$\alpha \Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha) = 106.18\text{mm}$$

$$\alpha \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{Z \frac{F_e}{\gamma_s}} = 9.00\text{cm}^2$$

─**Verification:**

$$A_{s_{min}} = 0.23bd * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 1.16\text{cm}^2$$

Choix 6T16 : ($A_s=12.06$)

Espacement :

$$St \leq \min \begin{cases} (3h ; 33\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h ; 22\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge encastree} \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases}$$

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

• **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A \leq \frac{A_s}{2}$$

$$3.02 \leq A \leq 6.03$$

Choix : 4T12 ($A_s=4.52\text{cm}^2$)

III.5.6 Vérification de l'effort tranchant :

La vérification a été faite selon :

On a : $T_u = 33.99 \text{ kN}$ et on considère que la fissuration est préjudiciable.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0.2f_{c28}; 5\text{MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{33.99 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.283 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :

$$\frac{bx^2}{2} + n.A'_s(x - c') - n.A_s(d - x) = 0$$

$$\begin{cases} n=15 \\ d=12 \\ b=100 \\ A_s=12.06 \\ C'=3 \end{cases}$$

$$50x^2 + 180.9x - 2170.8 = 0$$

Donc : $x = 5.02 \text{ cm}$

- **Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A'_S(x - c')^2 + n.A_S(d - x)^2$$

$$I = 13030.3873 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x = 11.51 \text{ MPa}$$

- **Calcul de σ_{bc}^- :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Calcul de σ_s :**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 240.01 \text{ MPa}$$

- **Calcul de $\bar{\sigma}_s$:**

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \eta = 1.6 : \text{HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa.}$$

Donc, $\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$ **condition vérifié**

$\bar{\sigma}_s < \sigma_s$ **condition vérifié**

III.5.7 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions cités ci-dessous

Sont vérifier simultanément.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \frac{15}{220} = 0.068 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{As}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{1206}{1000 \times 120} = 0.01 < \frac{4.2}{500} = 0.008 \quad \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{15}{220} = 0.068 > \frac{0.85 \times 29.87}{10 \times 29.87} = 0.085 \quad \text{Condition non vérifié}$$

↳ **Vérification de la flèche :**

Il faut satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

❖ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

$$L = 220 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{220}{500} = 0.44 \text{ cm}$$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 10818.86$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(1.00)(0.15)^3}{12} = 2.81 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Donc: } f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 9.79 \times 10^3 \times (2.20)^4}{384 \times 10818.86 \times 10^6 \times 2.81 \times 10^{-3}} = 0.09 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ La condition est vérifiée

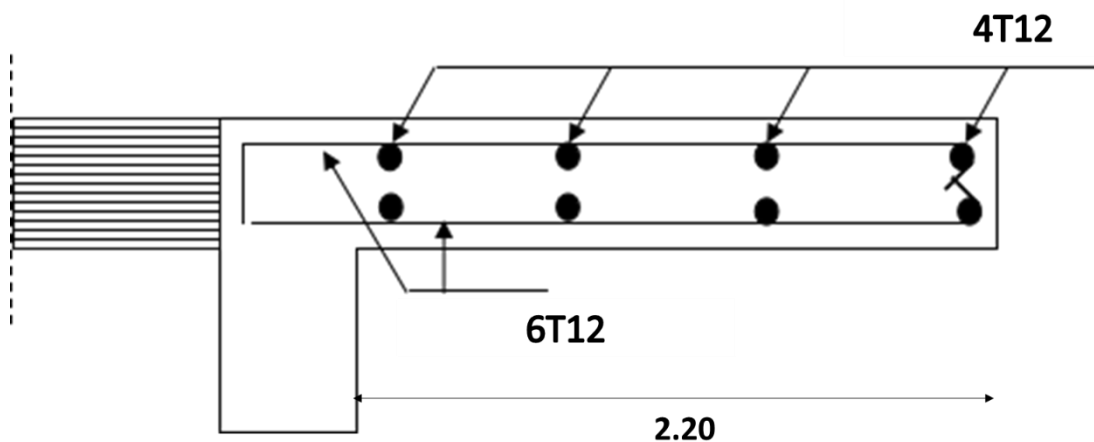


Figure III. 20: Ferraillage de balcon.

Chapitre IV : Etude de piscine

IV.1 INTRODUCTION :

Aux-delà de son impact esthétique et luxueux, la construction d'une piscine est une carte à jouer pour l'amélioration d'un cadre de vie. Elle offre une possibilité de détente qui réduit le stress de l'homme et entretient la santé du corps. Tout un univers de piscines s'offre à nous selon nos goûts, nos moyens, les contraintes spatiales et la disponibilité de matériaux. Elles présentent naturellement chacune des avantages et inconvénients.

IV.2 Présentation de l'étude :

Les piscines sont des ouvrages hydrauliques de toutes forme destinées à contenir de l'eau, Généralement enterré ou posé sur le sol : ils peuvent être supportés par des poteaux (sur étage ou sur terrasse).

Notre structure est un bâtiment **R+7+1SS** avec **4 piscines séparée** au 6eme étage ce dernier élément du bâtiment qui fait l'objet de notre étude

Notre étude consiste à élaborer la structure en béton armé d'une piscine sur 6^{ème} étage de dimension :

Largeur :6.08m.

Longueur :3.30m.

Profondeur :1.30m.

Avec un volume d'eau de :26.2m³

La structure de notre piscine est constituée de voiles et une dalle plein et radier en béton armé

IV.3 Pré dimensionnement :**IV.3.1 Dalle piscine (dalle pleine) :**

- **La résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes [BAEL91/modifié 99] :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Dans notre cas nous avons une dalle reposant sur trois ou quatre appuis, donc :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Lx : la plus petite portée du panneau.

e : épaisseur de la dalle pleine.

$$\frac{330}{50} \leq e \leq \frac{330}{40}$$

$$6.6 \leq e \leq 8.25$$

Nous prenons $e=15$ cm (minimum selon BAGL 91)

○ **Isolation phonique :**

Selon le **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous prenons donc : $e= 15$ cm.

○ **La résistance au feu :**

$e = 7$ cm (pour 1h de coupe de feu).

$e = 11$ cm (pour 2h de coupe de feu).

$e = 17.5$ cm (pour 4h de coupe de feu).

Nous optons pour : $e = 20$ cm

IV.3.2 Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm.

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15\text{cm} \right]$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile

$$h_e = 1.30$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{130}{20} = 6.5 \text{ cm}$$

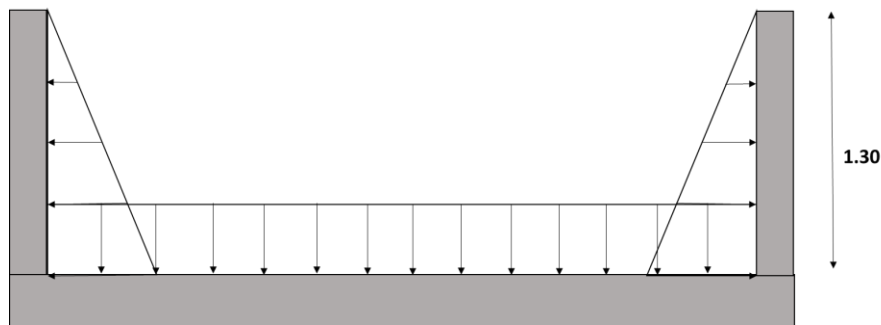
On adopte pour les voiles $a = 20$ cm

D'après le "**RPA version 2024**" : $a_{\min} = 15$ cm

$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$ Vérifiée.

IV.4 Evaluation des charges :**IV.4.1 Charge permanent :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Carrelage + mortier de pose(2cm)} = 0.44\text{KN/m}^2. \\ \text{Etanchéité multicouche(3cm)} = 0.18\text{KN/m}^2. \\ \text{Poids propre de la dalle(20cm)} = 5\text{KN/m}^2. \end{array} \right\} G = 5.62\text{KN/m}^2$$

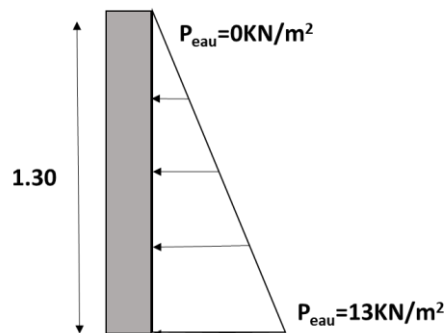
IV.4.2 Charge d'exploitations :❖ **Poids de l'eau :****FigureIV.1:** Schéma des charges sur la piscine.

$$P_{\text{eau}} = \rho_w \times h$$

$$\text{Avec : } \rho_w = 10\text{KN/m}^3$$

$$h=0 \rightarrow P_{\text{eau}} = 0\text{KN/m}^2$$

$$h=1.30\text{m} \rightarrow P_{\text{eau}} = 13\text{KN/m}^2$$

❖ **Pression au paroi :****FigureIV.2 :** Schéma de charge au paroi

❖ Pression au fond de la piscine :

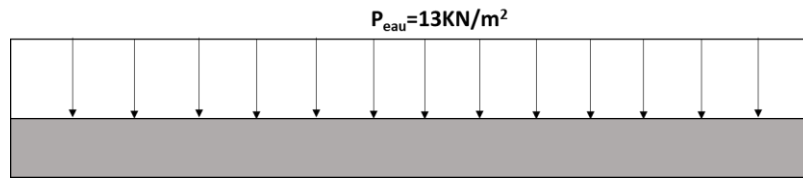


Figure IV.3 : Schéma de charge au fond de la piscine.

IV.5 Ferraillage :IV.5.1 Dalle pleine :

Notre ouvrage comporte un type de dalle pleine, de dimensions (3.30x6.08).

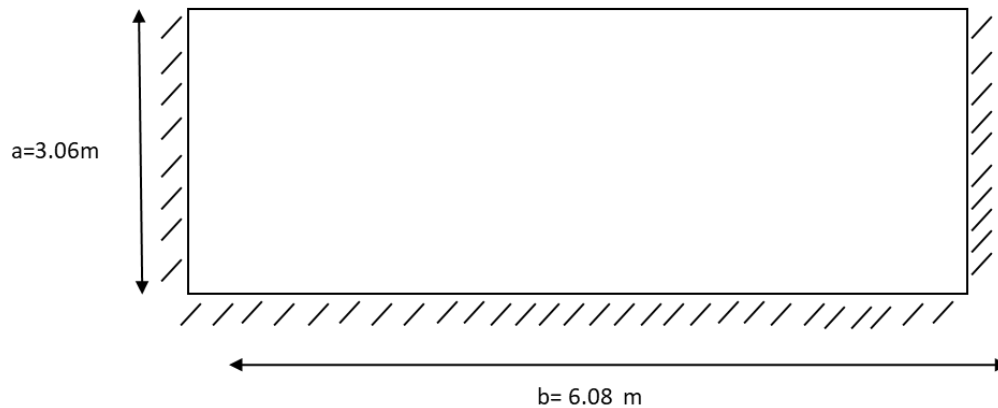


Figure IV.4 : dalle plein

IV.5.1.1 Evaluation des charges :

- Charge permanente : $G = 5.62 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 13 \text{ kN/m}^2$

IV.5.1.2 COMBINAISON DES CHARGES

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 27.09 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}} = G + Q = 18.62 \text{ kN/m}$$

IV.5.1.3 Les dimensions :

On a : $L_y = 6.08 \text{ m}$; $L_x = 3.30 \text{ m}$

IV.5.1.4 Calcul des sollicitations :

On calcul $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec : l_x = petit côté de la dalle

l_y = grand côté de la dalle

Les formules donnant les moments fléchissants en travées et sur appuis sont les suivantes :

$$\rho = \frac{3.30}{6.08} = \Rightarrow \rho = 0.54 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\text{ELU : } \mu_x = 0.0908$$

$$\mu_y = 0.2500$$

$$\text{ELS : } \mu_x = 0.0948$$

$$\mu_y = 0.4050$$

- **A.E.L.U :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 26.79 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 6.70 \text{ KN.m}$$

e) Moments en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 22.71 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.70 \text{ kNm.}$$

f) Moments sur appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -13.4 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_x = -8.04 \text{ KNm.}$$

- **A.E.L.S:**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 19.22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 7.78 \text{ KN.m}$$

e) Moments en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 16.34 \text{ KNm.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 6.61 \text{ KNm.}$$

f) Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 9.61 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_x = 5.77 \text{ KNm.}$$

IV.5.1.5 Calcul de ferrailage :

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

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_{bc}=14,17\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; f_e=500\text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

✚ Travée :

Tableau IV.1: Ferrailage de dalle pleine.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
Mux	22.77	0.088	Oui	0	0,116	12.88	4.07	1,63	5T12	5.69	20
Muy	5.70	0.022	Oui	0	0,028	13.35	0	1,63	3T12	3.39	30

* Espacement :

$$St \leq \text{Min} (33\text{cm} ; 3h) \Rightarrow St=20\text{cm} \leq (33\text{cm}; 45\text{cm}) \dots\dots\dots \text{verifier}$$

✚ Appui :

Tableau IV.2: Ferrailage dalle plein.

M_a (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A^{cal}_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
13.40	0,052	oui	0	0,067	13.14	2.34	1,63	4T10	3.14	25
8.04	0.031	oui	0	0.040	13.29	1.39	1.63	3T10	2.36	30

IV.5.1.6 Vérification vis-à-vis de l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :

$$\frac{bx^2}{2} + n \cdot A'_s(x - c') - n \cdot A_s(d - x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \\ x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \end{cases}$$

○ Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A'_s(x - c')^2 + n \cdot A_s(d - x)^2$$

○ Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x$$

- Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x)$$

- Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \eta = 1.6 : \text{HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Tableau IV.3: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	X(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Travée	16.22	5.65	0	4.74	18451.27	4.74	174.84	Vérifiée
Appui	6.61	3.39	0	3.80	12082.46	2.07	116.53	Vérifiée

IV.5.1.7 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration très nuisible}).$$

On calcule τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{49.17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.364 \text{ Mpa}$$

$$0.364 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

IV.5.1.8 Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

❖ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

$$L = 570 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{600}{1000} = 1,1 \text{ cm}$$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 10818,86$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(1)(0,15)^3}{12} = 2,81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Donc: } f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 27,09 \times 10^3 \times (6,08)^4}{384 \times 10818,86 \times 10^6 \times 2,81 \times 10^{-4}} = 0,071 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ La condition est vérifiée

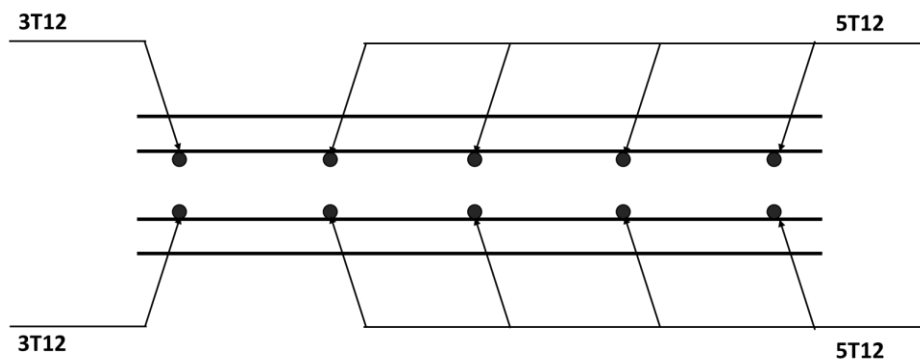


Figure IV.5 : Ferrailage de la dalle pleine

IV.5.2 Voile de piscine

IV.5.2.1 Introduction

Nous balcon est considéré comme une console encastré à l'abasse libre ou sommet avec une charge de poids de l'eau triangulaire.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

IV.5.2.2 Évaluation de charges du balcon

$$Q = \rho_w \times h \times L = 13 \text{ kN/ml}$$

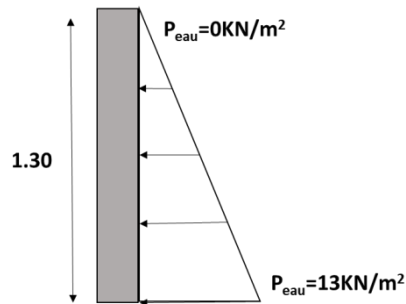


Figure IV.6: dalle pleine

❖ Combinaison de charges

➤ EL U :

$$Q_u = 1,35Q = 1,35 \times 13 = 17,55 \text{ kN/ml}$$

➤ ELS :

$$Q_s = Q = 13 \text{ kN/ml}$$

IV.5.2.3 Calcul des moments

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,3$

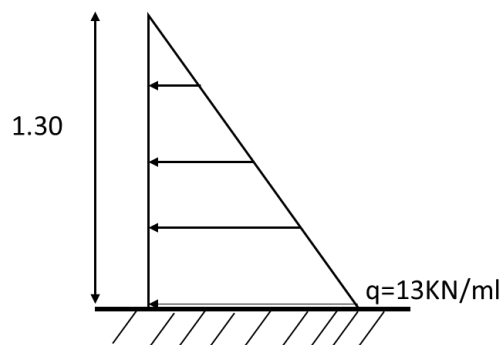


Figure IV.7 : Schéma statique de voile

• **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{q}{2.6} x^2$$

• **Moment fléchissant :**

$$M_u(x) = -\frac{q}{7.8} x^3$$

Tableau IV.4 : Calcul des effort inter

	ELU	ELS
M (KN.m)	4.94	3.66
T (kN)	11.41	8.45

IV.5.2.4 Calcul de ferrailage

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

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} \\ M_u = 4.94 \text{ KN.m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_e = 500 \text{ MPa} \\ \text{Situation durable} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = 0.011$$

$$\mu \leq \mu_R \Rightarrow 0.011 \leq 0.372 \Rightarrow A_s' = 0$$

➤ Armatures tendues seulement

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.014$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 179.03 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.63 \text{ cm}^2$$

• **Vérifications Condition de non fragilité :**

$$A_{s_{min}} = 0.23 b d \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 1.74 \text{ cm}^2$$

Choix 3T12 : ($A_s = 3.39$)

- **Espacement :**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (3h ; 33\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge réparti} \\ (2h ; 22\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge encastrée} \end{array} \right.$$

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{array} \right.$$

$$St = \frac{100}{2} = 50\text{cm}$$

Donc : $St = 50\text{cm}$.

- **Armatures de répartitions :**

$$\frac{As}{4} \leq A \leq \frac{As}{2}$$

$$0.85 \leq A \leq 1.7$$

Choix : 2T10 ($As = 1.57\text{cm}^2$)

IV.5.2.5 Vérification de l'effort tranchant :

La vérification a été faite selon :

On a : $T_u = 33.99\text{ kN}$ et on considère que la fissuration est très préjudiciable.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0.2f_{c28}; 5\text{MPa}\} = 3.33\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{11.41 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0.063\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

IV.5.2.6 Vérification vis-à-vis de l'ELS :

Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :

$$\frac{bx^2}{2} + n.A'_s(x - c') - n.A_s(d - x) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n=15 \\ d=18 \\ b=100 \\ As=3.39 \\ C'=2 \end{array} \right.$$

$$50x^2 + 50.8x - 915.3 = 0$$

Donc : $x = 3.8\text{cm}$

- Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A'_S(x - c')^2 + n.A_S(d - x)^2$$

$$I = 12082.46 \text{ cm}^4$$

- Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x = 1.15 \text{ MPa}$$

- Calcul de σ_{bc}^- :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 64.52 \text{ MPa}$$

- Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \eta = 1.6 : \text{HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa.}$$

Donc, $\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$ condition vérifié

$\bar{\sigma}_s < \sigma_s$ condition vérifié

IV.5.2.7 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions cités ci-dessous

Sont vérifier simultanément.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \frac{15}{220} = 0.068 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{As}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{1206}{1000 \times 120} = 0.01 < \frac{4.2}{500} = 0.008 \quad \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0} \quad \frac{15}{220} = 0.068 > \frac{0.85 \times 29.87}{10 \times 29.87} = 0.085 \quad \text{Condition non vérifié}$$

─Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

❖ La flèche admissible :

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

$$L = 220 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{220}{500} = 0.44 \text{ cm}$$

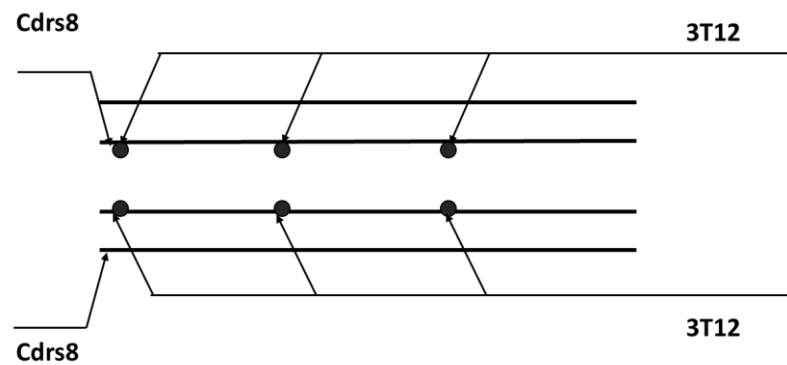
❖ Calcul de la flèche :

$$E_i = 10818.86$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(1.00)(0.15)^3}{12} = 2.81 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Donc: } f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 9.79 \times 10^3 \times (2.20)^4}{384 \times 10818.86 \times 10^6 \times 2.81 \times 10^{-3}} = 0.09 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ La condition est vérifiée



FigureIV.8 : Ferrailage de la dalle pleine

Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique

V.1 Introduction :

Le nord de l'Algérie est une zone violente où des séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériel, humains), pour cela, et pour des ouvrages courants, les objectifs remarquables consistent à doter la structure d'une Rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.

Avec une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Donc le comportement d'une structure sous l'action sismique dépend à la fois de sa résistance et de sa ductilité, la difficulté consiste à choisir la combinaison optimale de ces deux paramètres selon les situations. Parfois la résistance avec un minimum de ductilité peut suffire, alors que dans d'autre cas, la combinaison d'une résistance réduite et d'une grande ductilité peut être indiquée.

L'analyse dynamique d'une structure est basée essentiellement sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA) c'est-à-dire soumettre la structure à des vibrations ; sans aucune force extérieure, dans le but d'étudier son comportement par le biais de ces caractéristiques dynamiques propre à cette dernière.

V.2 But de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres.

La simplification de cette étude fait appel à la modélisation qui permet de simplifier la complexité de l'étude.

V.3 Caractéristique dynamiques propres:

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Avec : $[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec : $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \quad \dots \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = 0 \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnus « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice s'annule c'est à dire

$$\Delta\omega = |[K] - \omega^2 [M]| \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Équation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2). Les (n) solutions (ω_1^2 ; ω_2^2 ; ...; ω_n^2) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de Vibrations possibles. Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$) A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (**modal shape**).

V.4 Etude sismique :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors de ce dernier.

V.5 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 2024** ». Ce Dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent Donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

Donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique vu que d'après le RPA version 2024, elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

V.5.1 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Est de rechercher 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. La sollicitation sismique est décrite sous forme d'un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure permet le calcul des modes propres.

V.6 Paramètres sismiques:

Les paramètres de la charge sismique seront déterminés conformément aux règlements parasismiques algériens RPA 2024.

 Zone de sismicité:

Selon la classification en vigueur du **DTR.BC.2.48** la région est classée zone :

VI (Sismicité élevée)

 Classification de l'ouvrage:

L'ouvrage est de catégorie **2 (Bâtiment d'importance moyenne)**.

 Classification du site:

Selon le rapport de sol, le site est classé : **S3 (site meuble)**

 Facteur de qualité :

Tableau V.1 : Valeurs des Pondérations P_q

Catégorie	Critère q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0,05
	2. Régularité en élévation	0	0,20
	3. Conditions minimales sur le nombre d'étage	0	0,20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0,10
(b)	1. Régularité en plan	0	0,05
	2. Régularité en élévation	0	0,20
	3. Redondance en plan	0	0,05

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^n p_q = 1 + 0,05 + 0,2 = 1,25$$

$$Q_F = 1,25$$

 Coefficient de correction λ :

$$\lambda = 0,85 \begin{cases} \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1. \text{ Autrement} \end{cases}$$

Notre bâtiment a plus de 2 niveaux $\Rightarrow \lambda = 0,85$

✚ Poids sismique totale du bâtiment W :

Pour l'estimation des charges permanentes et charges d'exploitation appliquées les valeurs suivantes ont été considérées :

Tableau V.2 : Charges et surcharges des planchers

G _{étage courant} : 6,04 KN/m ²	Q _{étage courant} : 1,5 KN/m ²
G _{terrasse} : 7,09 KN/m ²	Q _{terrasse} = 1 KN/m ²

$$W_i = W_{GI} + \psi.W_{Qi}$$

✚ Coefficient de pondération ψ :

Coefficient d'accompagnement pour les charges d'exploitation $\psi = 0,3$ (Tableau 4.2)

✚ Période T utilisée pour le calcul :

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

Avec :

$T_{\text{empirique}}$: Période fondamentale.

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 28,90$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4.3).

$C_T = 0,075$

Tableau V.3: Valeur de la période (T_0)

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{Calcul}} \leq 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{Calcul}}$
$T_{\text{Calcul}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1,3 T_{\text{empirique}}$

✚ Coefficient de comportement R :

Pour le modèle initial et le modèle final (modèle avec voiles) Le système de contreventement sera pris comme « Système de contreventement constitué par voiles, $R = 4,5$ » à condition de vérifier que : Les voiles reprennent plus de 65% de la charge horizontale.

🌈 Valeurs limites des déplacements inter-étages :

Notre structure est un bâtiment en béton armé donc le déplacement limite.

$$\bar{\Delta}_k = 0,0150 h_k$$

Avec : h_k (hauteur de l'étage) = 3.23m.

Tableau V.4: Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de structure	Déplacement limite $\bar{\Delta}_k$
Bâtiment en Acier	0,0200 h_k
Bâtiment en Béton Armé	0,0150 h_k
Bâtiment en PAF	0,0100 h_k
Bâtiment en Bois	0,0150 h_k
Bâtiment en Maçonnerie Chaînée	0,0100 h_k
h_k est la hauteur du niveau "k"	

🌈 Calcul de la force sismique :

Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (RPA 2024, Tab 3.2).

S : coefficient de site (RPA 2024, Tab 3.3 et 3.4).

Q_F : facteur de qualité (RPA 2024, Tab 3.18).

I : coefficient d'importance (RPA 2024, Tab 3.10).

R : coefficient de comportement de la structure (RPA 2024, Tab 3.17).

T₁, T₂ : limite inférieure et supérieure des périodes correspondants au palier d'accélération spectrale constante (RPA 2024, Tab 3.4).

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

🌈 Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques 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 la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($\frac{0.80 V}{V_t}$).

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

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

Avec :

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

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

λ : Coefficient de correction

V.7 Etude dynamique de la structure :

Au cours de la réalisation de l'étude dynamique de notre structure, nous avons concentré plusieurs contraintes dues à la complexité et l'irrégularité de cette dernière, Pour s'assurer que notre structure soit non seulement stable, mais aussi économique, nous avons étudié plusieurs paramètres tel que :

La modification de la disposition, la longueur et l'épaisseur des éléments de contreventement Plusieurs modèles ont été effectués pour arriver au modèle final dont toutes les conditions sont vérifiées.

V.7.1 Modèle initial (auto-stable):

Ce modèle est un portique auto-stable avec des voiles autour de la cage d'ascenseur.

Pour le modèle suivant on a modélisé la structure en deux cas différents

❖ **Cas 1 : Piscines vides :**

Les piscines seront chargées avec son poids propre seulement.

❖ **Cas 2 : Piscines remplies :**

Dans ce cas les piscines seront rempli d'eau donc les piscines seront charger avec le poids propre plus le poids de l'eau

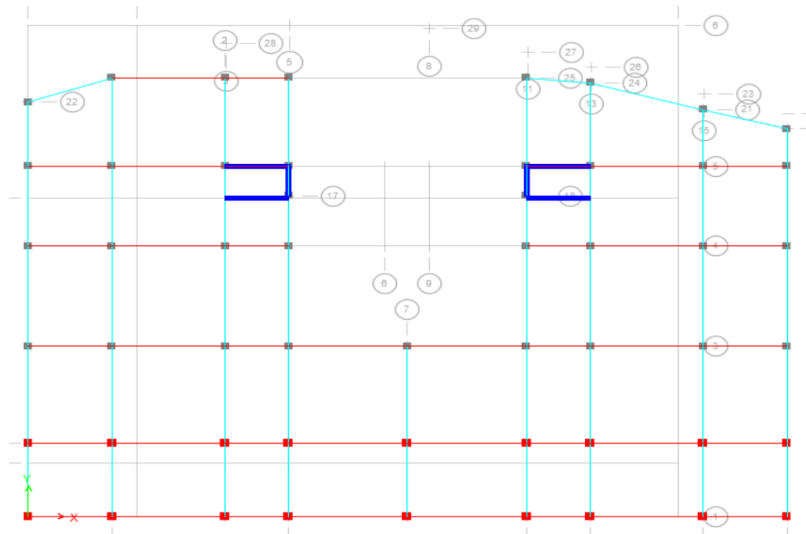


Figure V.1 : Vue en plans de 1er étage de la structure du modèle initial

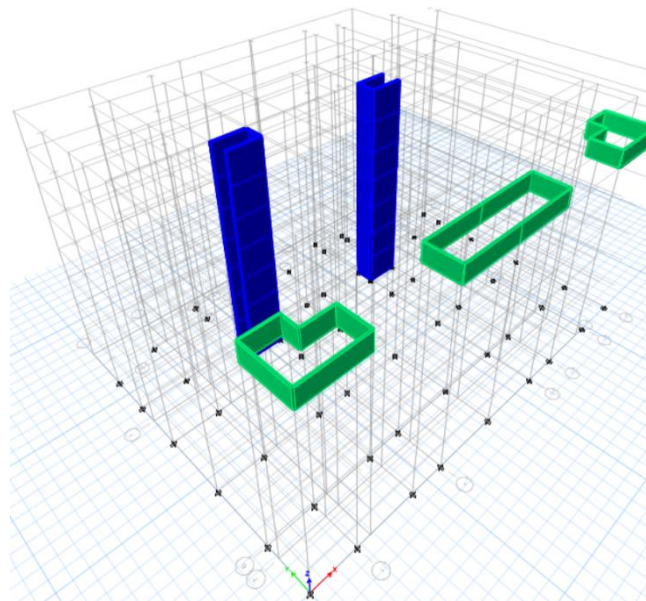


Figure V.2 : Vue en 3D de la structure du modèle initial.

V.7.1.1 Cas 1 : Piscines vides

Le tableau suivant montre les caractéristiques dynamiques propres donner par l'ETABS du modèle initial dans le cas des piscines vides.

Tableau V.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Facteur de participation massique (%)							
Modes	Périodes	U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0,978	0,315	0,0001	0	0,315	0,0001	0
2	0,855	0,0001	0,7179	0	0,315	0,7181	0
3	0,652	0,3775	6,144E-07	0	0,6925	0,7181	0
4	0,333	0,0465	0,00004886	0	0,739	0,7181	0
5	0,273	0,00001048	0,1461	0	0,739	0,8642	0
6	0,205	0,0383	0,000002966	0	0,7773	0,8642	0
7	0,194	0,0528	0,000007843	0	0,8301	0,8642	0
8	0,168	0,00001515	0,0528	0	0,8301	0,9171	0
9	0,149	0,0019	0,000006462	0	0,832	0,9171	0
10	0,124	0,0842	0	0	0,9163	0,9171	0

Remarque :

- ✓ Le premier mode est un mode couplé (translation /rotation)
- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation dans le sens Y-Y
- ✓ Le troisième mode est un mode de rotation
- ✓ La participation massique atteint les 90% dans les deux sens à partir du 10^{ème} mode

On a : $W = 68948,075\text{KN}$

V.7.1.1.1 Période de calcul (extrait du logiciel de calcul ETABS) :

$$T_{\text{Calcul}} (X-X) = 0,977\text{sec}$$

$$T_{\text{Calcul}} (Y-Y) = 0,855\text{sec}$$

Tableau V.6 : Valeur de la période (T_0)

	T_{Calcul}	$T_{\text{Empirique}}$	$1,3T_{\text{Empirique}}$
X-X	0,977	0,934	1,21
Y-Y	0,855	0,934	1,21

On a : $T_{\text{Calcul}} \geq 1,3 T_{\text{Empirique}}$

Donc :

$$T_0 (X-X) = 1,21 \text{ sec}$$

$$T_0 (Y-Y) = 1,21 \text{ sec}$$

V.7.1.1.2 Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,174 \quad \text{suivant X-X}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,174 \quad \text{suivant Y-Y}$$

V.7.1.1.3 L'effort tranchant calculé :

$$V_X = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_{0x}) W = 0,85 \times 0,174 \times 68948,075$$

$$V_X = 10197,43 \text{ KN}$$

$$V_Y = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_{0y}) W = 0,85 \times 0,174 \times 68948,075$$

$$V_Y = 10197,43 \text{ KN}$$

V.7.1.1.4 L'effort tranchant donner par ETABS

$$V_{ex} = 7737,188 \text{ KN}$$

$$V_{ey} = 8976,321 \text{ KN}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$V_{ex} > 0,8 V_X \quad \text{et} \quad V_{ey} > 0,8 V_Y$$

On a :

$$\begin{cases} 0,8 V_X = 0,8 \times 10197,43 \text{ KN} = 8157,944 \text{ KN} \\ 0,8 V_Y = 0,8 \times 10197,43 \text{ KN} = 8157,944 \text{ KN} \end{cases}$$

On remarque que :

$$7416,31 \leq 8157,944 \text{ KN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$8769,47 \leq 8157,944 \text{ KN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($\frac{0,80 V}{V_t}$).

On a :

$$r_x = \frac{0,8 V_X}{V_{tx}} = 1,10$$

$$r_y = \frac{0,8 V_Y}{V_{ty}} = 1,05$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon les cas).

V.7.1.1.5 Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA version 2024, concerne les déplacements inter étages. Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé selon :

$$\delta_k = r \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

En effet selon le RPA version 2024, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$$

Δ_k : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1

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

On a : $R = 4,5$

$Q_F = 1,25$

$r_x = 1,10$

$r_y = 1,05$

Le tableau suivant montre les différents résultats par rapport au vérification des déplacement inter étage dans le cas des piscines vides.

Tableau V.7 : Vérification des déplacements inter étage

Niveau	Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\overline{\Delta}$ (cm)	observation
Terrasse	3,23	4,34	5,3	18,905	19,843	1,263	1,984	4,85	Vérifiée
7	3,23	4,05	4,77	17,641	17,858	1,176	2,358	4,85	Vérifiée
6	3,23	3,78	4,14	16,465	15,500	2,700	2,920	4,85	Vérifiée
5	3,23	3,16	3,36	13,764	12,579	3,136	3,070	4,85	Vérifiée
4	3,23	2,44	2,54	10,628	9,509	3,005	2,995	4,85	Vérifiée
3	3,23	1,75	1,74	7,623	6,514	3,179	2,882	4,85	Vérifiée
2	3,23	1,02	0,97	4,443	3,631	2,70	2,321	4,85	Vérifiée
1	3,23	0,4	0,35	1,742	1,310	1,742	1,310	4,85	Vérifiée

V.7.1.2 Cas 2 : Piscines remplies

Le tableau suivant montre les caractéristiques dynamiques propres donner par l'ETABS du modèle initial dans le cas des piscines remplies.

Tableau V.8: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Facteur de participation massique (%)							
Modes	Périodes	U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	1,184	0,346	0,0001	0	0,346	0,0001	0
2	0,958	0,00002453	0,7432	0	0,3461	0,7433	0
3	0,694	0,3751	0	0	0,7212	0,7433	0
4	0,346	0,0456	0,0001	0	0,7668	0,7433	0
5	0,275	0,00001402	0,1325	0	0,7668	0,8758	0
6	0,213	0,0068	0,000004863	0	0,7736	0,8758	0
7	0,2	0,0661	0,0001	0	0,8397	0,8759	0
8	0,18	0,0001	0,0456	0	0,8398	0,9215	0
9	0,161	0,0043	0,000002994	0	0,8441	0,9215	0
10	0,129	0,0788	0	0	0,9229	0,9215	0

Remarque :

- ✓ Le premier mode est un mode de translation dans le sens X-X.
- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation dans le sens Y-Y.
- ✓ Le troisième mode est un mode de rotation.
- ✓ La participation massique atteint les 90% dans les deux sens à partir du 10^{ème} mode

On a : $W = 77738,47 \text{ KN}$

Remarque :

- ✓ La période fondamentale a augmenté en passant de 0,978 s à 1,184 s
- ✓ Le poids a augmenté en passant de 68948,075 KN à 77738,47 KN on remarque une différence de 8790,40 KN dans le poids de la structure

$T_{\text{Calcul}} (\text{X-X}) = 1,184 \text{ sec}$

$T_{\text{Calcul}} (\text{Y-Y}) = 0,958 \text{ sec}$

Tableau V.9: Valeur de la période (T_0)

	T_{Calcul}	$T_{\text{Empirique}}$	$1,3T_{\text{Empirique}}$
X-X	1,184	0,934	1,21
Y-Y	0,958	0,934	1,21

On a : $T_{\text{Calcul}} \geq 1,3 T_{\text{Empirique}}$

Donc :

$$T_{\text{Calcul}} (X-X) = 1,21 \text{ sec}$$

$$T_{\text{Calcul}} (Y-Y) = 1,21 \text{ sec}$$

V.7.1.2.1 Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

$$\frac{S_{\text{ad}}}{g} (T_0) = 0,174 \quad \text{suivant X-X}$$

$$\frac{S_{\text{ad}}}{g} (T_0) = 0,174 \quad \text{suivant Y-Y}$$

V.7.1.2.2 L'effort tranchant calculé :

$$V_X = \lambda \frac{S_{\text{ad}}}{g} (T_{0x}) W = 0,85 \times 0,174 \times 77738,47$$

$$V_X = 11497,51 \text{ KN}$$

$$V_Y = \lambda \frac{S_{\text{ad}}}{g} (T_{0y}) W = 0,85 \times 0,174 \times 77738,47$$

$$V_Y = 11497,51 \text{ KN}$$

V.7.1.2.3 L'effort tranchant donner par ETABS :

$$V_{\text{ex}} = 6864,18 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ey}} = 8139,83 \text{ KN}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$V_{\text{ex}} > 0,8 V_X \quad \text{et} \quad V_{\text{ey}} > 0,8 V_Y$$

On a :

$$\begin{cases} 0,8 V_X = 0,8 \times 11497,51 = 9198,008 \text{ KN} \\ 0,8 V_Y = 0,8 \times 11497,51 = 9198,008 \text{ KN} \end{cases}$$

On remarque que :

$$6864,18 \leq 9198,008 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée.

$$8139,83 \leq 9198,008 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée.

Donc Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($\frac{0,80 V}{V_t}$).

$$r_x = \frac{0,8 V_X}{V_{\text{ex}}} = 1,34$$

$$r_y = \frac{0,8 V_Y}{V_{\text{ey}}} = 1,13$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon les cas).

V.7.1.2.4 Vérification des déplacements inter étage :

On a : $R = 4,5$

$$Q_F = 1,25$$

$$r_x = 1,34$$

$$r_y = 1,13$$

Le tableau suivant montre les différents résultats par rapport au vérification des déplacement inter étage dans le cas des piscines remplis.

Tableau V.10: Vérification des déplacements inter étage

Niveau	hk(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	observation
Terrasse	3,23	4,74	5,72	22,865	23,268	1,157	2,074	4,85	Vérifiée
7	3,23	4,5	5,21	21,708	21,194	1,350	2,766	4,85	Vérifiée
6	3,23	4,22	4,53	20,357	18,428	3,714	3,579	4,85	Vérifiée
5	3,23	3,45	3,65	16,642	14,848	4,003	3,742	4,85	Vérifiée
4	3,23	2,62	2,73	12,638	11,105	3,666	3,539	4,85	Vérifiée
3	3,23	1,86	1,86	8,972	7,566	3,810	3,376	4,85	Vérifiée
2	3,23	1,07	1,03	5,161	4,190	3,232	2,969	4,85	Vérifiée
1	3,23	0,4	0,3	1,929	1,220	1,92	1,220	4,85	Vérifiée

Remarque :

✓ On remarque que les déplacements des étages sont augmenté dans les deux sens par rapport au modèle piscines vides.

V.7.1.3 Conclusion :

D'après les calculs des deux cas précédent on peut dire que l'eau dans les piscines au 6eme étage a une influence sur les périodes dans l'analyse modale, sur le poids total de la structure ainsi que les déplacements inter étages.

V.7.1.4 Renforcement de l'ossature du bâtiment :

Bien que les résultats sont vérifiés au-delà de R+2 étages le RPA 2024 exige des voiles de contreventements.

V.7.2 Modèle final :

Après plusieurs dispositions des voiles on optera pour la disposition suivante :

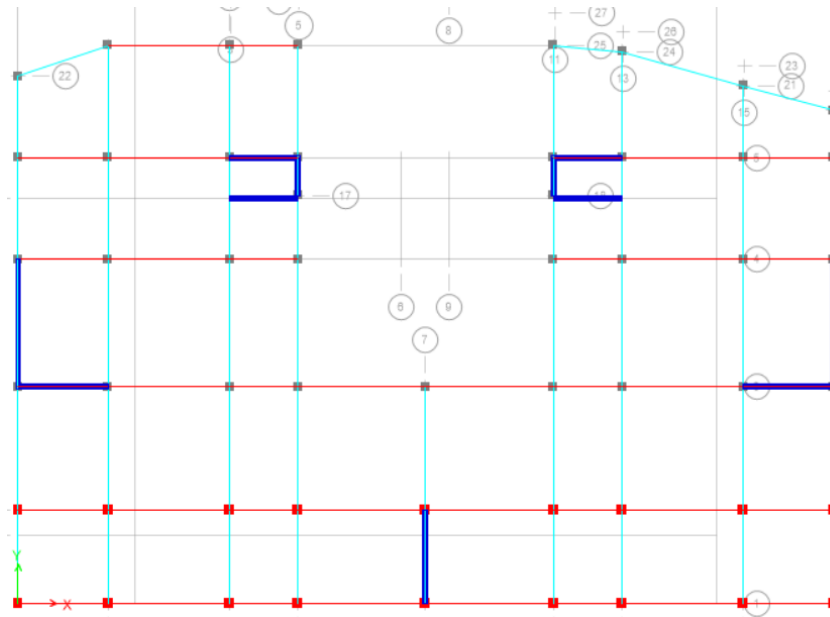


Figure V.3 : Vue en plans de 1er étage de la structure du modèle final

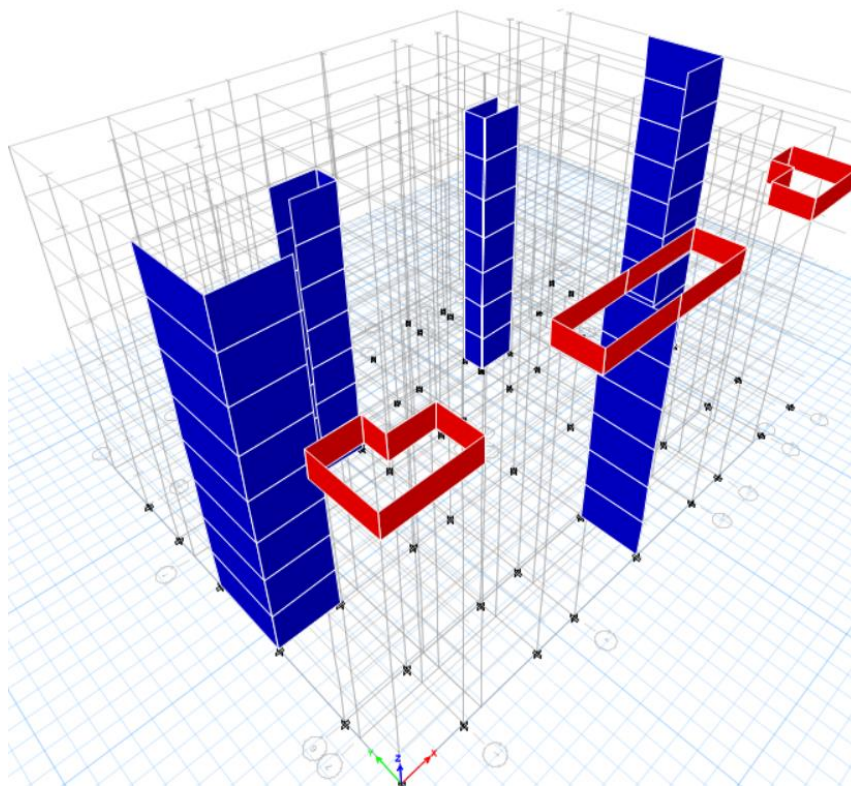


Figure V.4 : Vue en 3D de la structure du modèle final

Le tableau suivant montre les caractéristiques dynamiques propres donner par l'ETABS du modèle final.

Tableau V.11: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Facteur de participation massique (%)							
Modes	Périodes	U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0,565	0,6867	0	0	0,6867	0	0
2	0,464	0	0,703	0	0,6867	0,703	0
3	0,379	0,0066	0,00001134	0	0,6933	0,703	0
4	0,129	0,1842	0	0	0,8774	0,703	0
5	0,111	7,709E-07	0,1906	0	0,8774	0,8935	0
6	0,09	0,0035	0,000007775	0	0,8809	0,8935	0
7	0,062	0,0567	0	0	0,9376	0,8935	0
8	0,056	0	0,0534	0	0,9376	0,9469	0

Remarque :

- ✓ Le premier mode est un mode de translation dans le sens X-X.
- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation dans le sens Y-Y.
- ✓ Le troisième mode est un mode de rotation.
- ✓ La participation massique atteint les 90% dans les deux sens à partir du 8^{ème} mode.

On a : $W = 85859,26 \text{ KN}$

V.7.2.1 Période T utilisée pour le calcul :

$T_0 \text{ (X-X)} = 0,565 \text{ sec}$

$T_0 \text{ (Y-Y)} = 0,454 \text{ sec}$

Tableau V.12 : Valeur de la période (T_0)

	T_{Calcul}	$T_{\text{Empirique}}$	$1,3 T_{\text{Empirique}}$
X-X	0,565	0,623	0,810
Y-Y	0,464	0,623	0,810

On a : $T_{\text{Calcul}} \leq 1,3 T_{\text{Empirique}}$

Donc :

$T_0 \text{ (X-X)} = 0,565 \text{ sec}$

$T_0 \text{ (Y-Y)} = 0,464 \text{ sec}$

V.7.2.2 Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,2708 \quad \text{suivant X-X}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,2708 \quad \text{suivant Y-Y}$$

V.7.2.3 L'effort tranchant calculé

$$V_X = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_{0x}) W = 0,85 \times 0,2708 \times 85859,26$$

$$V_X = 19763,08 \text{ KN}$$

$$V_Y = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_{0y}) W = 0,85 \times 0,2708 \times 85859,26$$

$$V_Y = 19763,08 \text{ KN}$$

V.7.2.4 L'effort tranchant donner par (ETABS)

$$V_{ex} = 14889,27 \text{ KN}$$

$$V_{ey} = 15205,103 \text{ KN}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$V_{ex} > 0,8 V_X \quad \text{et} \quad V_{ey} > 0,8 V_Y$$

On a :

$$\begin{cases} 0,8 V_X = 0,8 \times 19763,08 = 15810,46 \text{ KN} \\ 0,8 V_Y = 0,8 \times 19763,08 = 15810,46 \text{ KN} \end{cases}$$

On remarque que :

$$14889,27 \leq 15810,46 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée

$$15205,103 \leq 15810,46 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée

Donc Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($\frac{0,80 V}{V_t}$).

$$r_x = \frac{0,8 V_X}{V_{tx}} = 1,06$$

$$r_y = \frac{0,8 V_Y}{V_{ty}} = 1,03$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon les cas).

V.7.2.5 Vérification des déplacements inter étage :

On a : $R = 4,5$
 $Q_F = 1,25$
 $r_x = 1,06$
 $r_y = 1,03$

Le tableau suivant montre les différents résultats par rapport au vérification des déplacement inter étage :

Tableau V.13: Vérification des déplacements inter étage

Niveau	Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	observation
Terrasse	3,23	3,29	2,19	12,55	8,12	1,98	1,18	4,85	Vérifiée
7	3,23	2,77	1,87	10,57	6,93	2,02	1,26	4,85	Vérifiée
6	3,23	2,24	1,53	8,54	5,67	1,71	1,26	4,85	Vérifiée
5	3,23	1,79	1,19	6,83	4,41	2,02	1,22	4,85	Vérifiée
4	3,23	1,26	0,86	4,80	3,18	1,83	1,14	4,85	Vérifiée
3	3,23	0,78	0,55	2,97	2,03	1,48	0,96	4,85	Vérifiée
2	3,23	0,39	0,29	1,48	1,07	1,03	0,70	4,85	Vérifiée
1	3,23	0,12	0,10	0,45	0,37	0,45	0,37	4,85	Vérifiée

V.7.2.6 Vérification spécifiques aux sollicitations normales

Le tableau suivant montres les vérifications de l'effort normal pour les poteaux piscines

Tableau V.14: Vérification de l'effort normal pour les poteaux piscine

Niveau	N _{sd} (KN)	B _c (cm ²)	ν	Obs	Observation
Terrasse	204,82	35x35	0,06	0,35	vérifiée
7	393,04	35x35	0,12	0,35	vérifiée
6	695,1	40x40	0,17	0,35	vérifiée
5	956,08	40x40	0,23	0,35	vérifiée
4	1256,76	45x45	0,24	0,35	vérifiée
3	1592,09	45x45	0,31	0,35	vérifiée
2	1940,52	50x50	0,31	0,35	vérifiée
1	22302,52	55x55	0,30	0,35	vérifiée

Le tableau suivant montres les vérifications de l'effort normal pour les poteaux

Tableau V.15 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveau	N _{sd} (KN)	B _c (cm ²)	ν	Obs	Observation
Terrasse	342,05	35x35	0,11	0,35	vérifiée
7	679,10	35x35	0,22	0,35	vérifiée
6	1014,86	40x40	0,25	0,35	vérifiée
5	1338,39	40x40	0,33	0,35	vérifiée
4	1671,90	45x45	0,33	0,35	vérifiée
3	2014,66	50x50	0,32	0,35	vérifiée
2	2359,85	50x50	0,31	0,35	vérifiée
1	2693,35	55x55	0,32	0,35	vérifiée

V.7.2.7 Vérification vis à vis de l'effet P-Delta :

Le tableau suivant montres les vérifications de l'effet P delta suivant X-X .

Tableau V.16: Vérification de l'effet P-Delta suivant X-X

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (cm)	θ_k	Obs	observation
Terrasse	323	6232,16	2497,04	1,98	0,015	0,1	vérifiée
7	323	14196,23	5428,71	2,02	0,016	0,1	vérifiée
6	323	23050,11	9189,700	1,71	0,013	0,1	vérifiée
5	323	33558,21	11168,266	2,02	0,018	0,1	vérifiée
4	323	44228,55	12689,39	1,83	0,019	0,1	vérifiée
3	323	55020,30	13811,66	1,48	0,018	0,1	vérifiée
2	323	66009,83	14541,98	1,03	0,014	0,1	vérifiée
1	323	77068,88	14889,27	0,45	0,007	0,1	vérifiée

Le tableau suivant montres les vérifications de l'effet P delta suivant Y-Y.

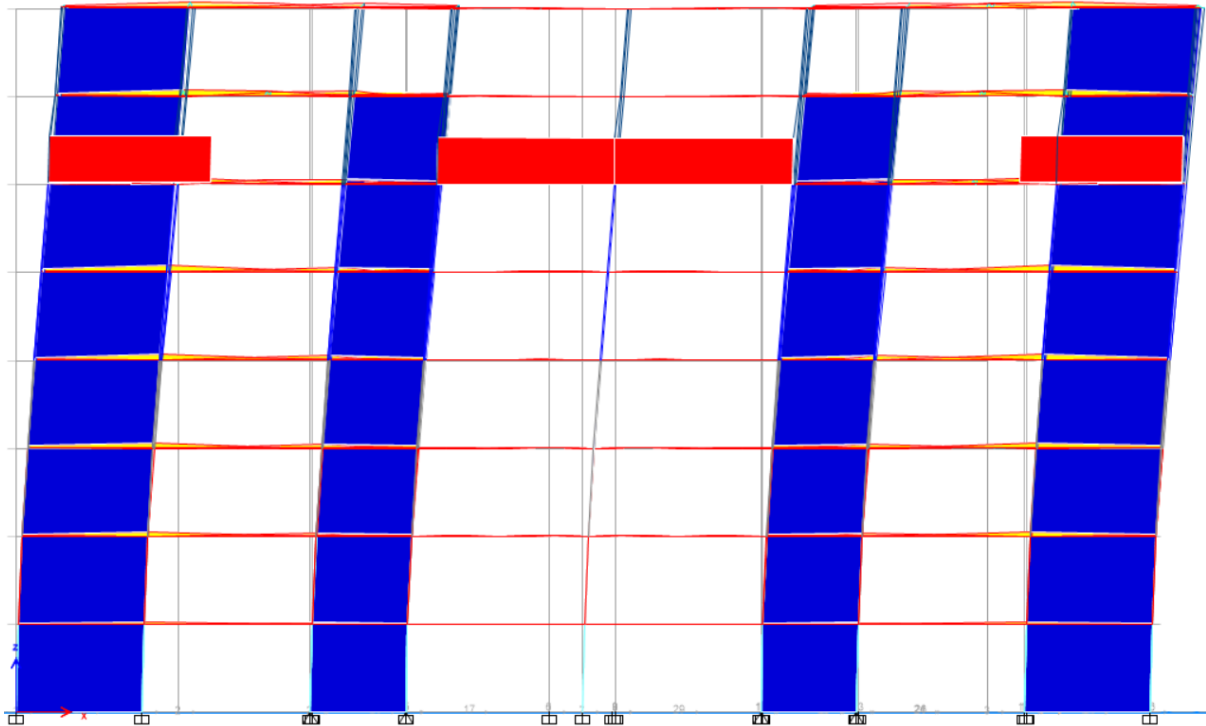
TableauV.17 : Vérification de l'effet P-Delta suivant Y-Y

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (cm)	θ_k	obs	observation
Terrasse	323	6232,16	2436,55	1,18	0,009	$\leq 0,1$	vérifiée
7	323	14196,23	5464,39	1,26	0,010	$\leq 0,1$	vérifiée
6	323	23050,11	9345,73	1,26	0,009	$\leq 0,1$	vérifiée
5	323	33558,21	11342,46	1,22	0,011	$\leq 0,1$	vérifiée
4	323	44228,55	12886,71	1,14	0,012	$\leq 0,1$	vérifiée
3	323	55020,30	14045,41	0,96	0,011	$\leq 0,1$	vérifiée
2	323	66009,83	14821,90	0,70	0,009	$\leq 0,1$	vérifiée
1	323	77068,88	15205,10	0,37	0,005	$\leq 0,1$	vérifiée

V.7.2.8 Vérification du coefficient de comportement R :

On doit vérifier le coefficient de comportement R suivant le sens X-X et suivant le sens Y-Y

- Suivant le sens X-X :



Ex :

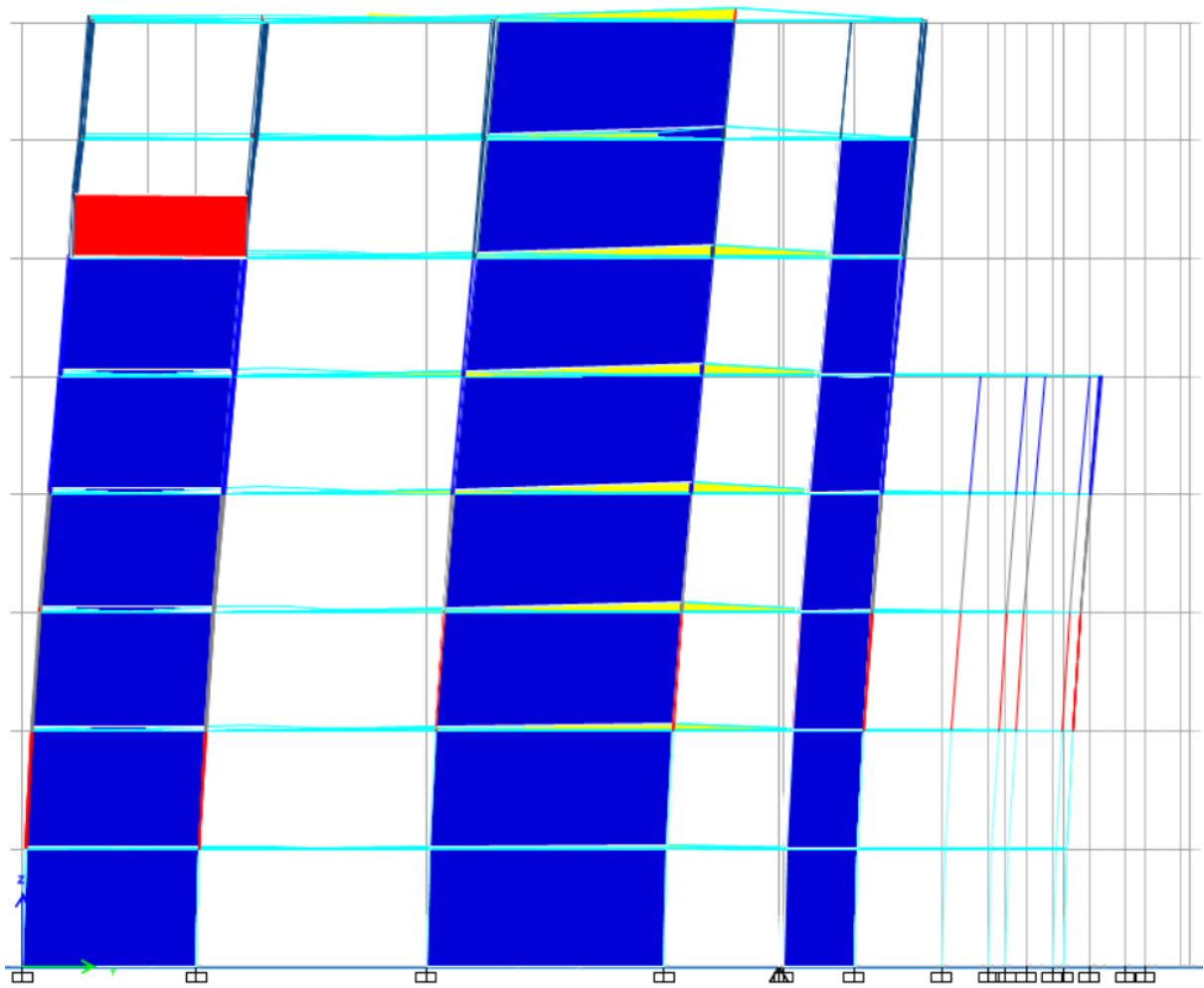
Vx totale : 14889,26 KN

Vx voile : 13089,49 KN

On doit vérifier la condition suivante : Les voiles reprennent plus de 65% de la charge horizontale

$$\frac{Vx \text{ voile}}{Vx \text{ total}} = 87\% \dots \dots \dots \text{conditions vérifier}$$

- Suivant le sens Y-Y :



Ey:

Vy totale : 3182,96 KN

Vy voile : 2682,58KN

On doit vérifier la condition suivante : Les voiles reprennent plus de 65% de la charge horizontale

$$\frac{Vx \text{ voile}}{Vx \text{ total}} = 84\% \dots \dots \dots \text{conditions vérifier}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

VI.1 Introduction

Le ferraillage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA version 2024**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

VI.2 Ferraillage des poteaux :**VI.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux d'une structure, ils jouent le rôle d'appuis pour les poutres et transmet les charges de celle-ci vers la fondation.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET ;
- Section entièrement comprimée SEC ;
- Section partiellement comprimée SPC ;

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

- **Béton:** $\gamma_b = 1,20$; $f_{c28} = 25$ MPa; $\sigma_{bc} = 17,71$ MPa
- **Acier:** $\gamma_s = 1,00$ Nuance FeE500; $\sigma_s = 500$ MPa

b. Situation accidentelle :

- **Béton:** $\gamma_b = 1,20$; $f_{c28} = 25$ MPa; $\sigma_{bc} = 17,71$ MPa
- **Acier:** $\gamma_s = 1,00$; Nuance FeE500; $\sigma_s = 500$ MPa

VI.2.2 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon BAEL 91 [1] :

- ELU : Situation durable

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

- ELS : Situation durable

$$G + Q$$

b. Selon le RPA version 2024 [2] :

$$G + 0,4 Q + 0,3 E_x + E_y$$

$$G + 0,4 Q + E_x + 0,3 E_y$$

Avec : G = Charge permanente.

Q = Charge d'exploitation.

E = Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1. $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
2. $M^{\max}, N^{\text{corr}}$
3. $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

VI.2.3 Recommandation selon le RPA version 2024 :

D'après le RPA version 2024, pour une zone sismique VI, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$1\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$1\% < \frac{A_s}{B} < 8\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier

B : Section du béton [cm²]

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale est de 60ϕ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 15 cm pour la zone VI.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

VI.2.4 Ferraillage :

Les résultats des efforts et ferraillages des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

VI.2.4.1 Situation durable :

Combinaison : 1,35 G + 1,5 Q

a. (N_{max} , M^{corr})

Tableau VI.1 : Ferraillage des poteaux situation durable (N_{max}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N ^{max} (KN)	M ^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} RPA (cm ²)
RDC	55x55	-3578.19	0.6752	SET	0	0	30.25
1	50x50	-3111.13	1.4260	SET	0	0	25.00
2	50x50	-2658.30	1.6170	SET	0	0	25.00
3	45x45	-2214.63	1.4100	SET	0	0	20.25
4	40x40	-1787.57	1.1400	SET	0	0	16.00
5	40x40	-1374.98	1.3900	SET	0	0	16.00
6	35x35	-945.81	0.9900	SET	0	0	12.25
7	35x35	-480.15	1.3100	SET	0	0	12.25

b. (M_{max} , N^{corr})Tableau VI.2: Ferrailage des poteaux situation durable (M_{max} , N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N^{corr} (KN)	M^{max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{min} RPA (cm ²)
RDC	55x55	-3558.82	107.62	SET	0	0	30.25
1	50x50	-3111.12	143.66	SET	0	0	25.00
2	50x50	-2658.30	137.05	SET	0	0	25.00
3	45x45	-2214.63	108.72	SET	0	0	20.25
4	40x40	-1787.57	85.67	SET	0	0	16.00
5	40x40	-1374.98	87.82	SET	0	0	16.00
6	35x35	-945.81	98.32	SPC	0	5.79	12.25
7	35x35	-480.15	91.27	SPC	0	2.29	12.25

c. (N^{min} , M^{corr})Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux situation durable (N^{min} , M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N^{min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{min} RPA (cm ²)
RDC	55x55	-461.10	13.11	SET	0	0	30.25
1	50x50	-367.94	12.12	SET	0	0	25.00
2	50x50	-264.51	15.37	SET	0	0	25.00
3	45x45	-164.05	14.17	SET	0	0	20.25
4	40x40	-69.20	15.22	SPC	0	0.09	16.00
5	40x40	-200.15	30.95	SET	0	0	16.00
6	35x35	-11.76	1.45	SET	0	0	12.25
7	35x35	-27.85	9.75	SPC	0	0.31	12.25

VI.2.4.2 Situation accidentelle :Combinaison : $G + 0,4 Q + 0,3 E_x + E_y$ $G + 0,4 Q + E_x + 0,3 E_y$ **a. ($N^{\max}$, M^{corr})****Tableau VI.4 :** Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_s^{\min}$ RPA (cm ²)
RDC	55x55	-2680.19	30.78	SET	0	0	30.25
1	50x50	-2347.28	30.36	SET	0	0	25.00
2	50x50	-2009.15	42.77	SET	0	0	25.00
3	45x45	-1667.19	38.73	SET	0	0	20.25
4	40x40	-1334.81	32.01	SET	0	0	16.00
5	40x40	-1012.29	36.30	SET	0	0	16.00
6	35x35	-677.58	23.33	SET	0	0	12.25
7	35x35	-341.33	26.81	SET	0	0	12.25

b. ($M^{\max}$, N^{corr})**Tableau VI.5 :** Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N^{Corr} (KN)	$M^{\max}$ (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_s^{\min}$ RPA (cm ²)
RDC	55x55	-1907.99	137.92	SET	0	0	30.25
1	50x50	-1588.90	178.44	SET	0	0	25.00
2	50x50	-1559.53	199.62	SET	0	0	25.00
3	45x45	-1003.64	198.64	SPC	0	2.69	20.25
4	40x40	-996.39	154.27	SPC	0	2.51	16.00
5	40x40	-420.26	182.84	SPC	0	7.97	16.00
6	35x35	-320.12	133.16	SPC	0	7.41	12.25
7	35x35	-135.26	157.58	SPC	0	10.7	12.25

c. ($N^{\min}$, M^{corr})**Tableau VI.6 :** Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}$, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_s^{\min}$ RPA (cm ²)
RDC	55x55	164.54	3.71	SET	0	0	30.25
1	50x50	168.52	18.13	SET	0	0	25.00
2	50x50	191.76	17.19	SET	0	0	25.00
3	45x45	209.21	26.76	SET	0	0	20.25
4	40x40	227.20	15.61	SET	0	0	16.00
5	40x40	248.88	55.34	SPC	0	0.61	16.00
6	35x35	67.58	45.15	SPC	0	2.25	12.25
7	35x35	24.22	29.46	SPC	0	1.63	12.25

VI.2.5 Choix des armatures :

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison
(G + Q + 0,4 Ex + Ey)

Tableau VI.7 : Choix des armatures des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)	$A_s^{\max}$ Z.C (cm ²)	$A_s^{\max}$ Z.R (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adop} (cm ²)
RDC	55x55	10.7	30.25	121	242	16T16	32.17
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50x50	7.97	25.00	100	200	4T16+12T14	26.51
3 ^{ème}	45x45	2.51	20.25	81	162	16T14	24.51
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40x40	2.69	16.00	64	128	12T14	18.47
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	35x35	0	12.25	49	98	8T14	12.35

VI.2.6 Vérification vis à vis de l'état limite de service :

Les contraintes calculées à l'état limite de service seront comparées aux contraintes admissibles données sous :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

Fissuration non préjudiciable.....Pas de vérification

Fissuration préjudiciable..... $\underline{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\underline{\sigma}_s = \text{Min} 0,8 \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right)$

Avec :

$\eta : 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée comme préjudiciable et les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ($N^{\max}$, M^{corr}) :

Tableau VI.8 : Vérification des poteaux à L'ELS ($N^{\max}$, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\underline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\underline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	-2608.25	0.491	SPC	117.8	250	7.86	15	vérifiée
1	50x50	-2267.81	-1.038	SPC	123.8	250	8.26	15	vérifiée
2	50x50	-1937.80	-1.177	SPC	105.9	250	7.07	15	vérifiée
3	45x45	-1614.45	-1.027	SPC	108	250	7.21	15	vérifiée
4	40x40	-1303.23	-0.834	SPC	110.3	250	7.36	15	vérifiée
5	40x40	-1002.61	-1.01	SPC	85.2	250	5.69	15	vérifiée
6	35x35	-689.67	-0.72	SPC	76.9	250	5.14	15	vérifiée
7	35x35	-350.27	0.956	SPC	39.9	250	2.68	15	vérifiée

b. ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau VI.9 : Vérification des poteaux à L'ELS ($M^{\max}$, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N^{corr} (KN)	$M^{\max}$ (KN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\underline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\underline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	-2587.98	78.22	SPC	147.2	250	10.10	15	vérifiée
1	50x50	-2267.81	103.68	SPC	176.2	250	12.20	15	vérifiée
2	50x50	-1937.80	99.59	SPC	156.2	250	10.90	15	vérifiée
3	45x45	-1614.45	78.99	SPC	161.1	250	11.30	15	vérifiée
4	40x40	-1303.23	62.24	SPC	169	250	12.00	15	vérifiée
5	40x40	-1002.61	63.80	SPC	145.3	250	10.40	15	vérifiée
6	35x35	-689.67	41.83	SPC	134.9	250	9.81	15	vérifiée
7	35x35	-350.22	66.38	SPC	155.4	250	12.70	15	vérifiée

c. ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Tableau VI.10 : Vérification des poteaux à L'ELS ($N^{\min}$, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\underline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\underline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	-337.76	-9.56	SPC	19.00	250	1.29	15	vérifiée
1	50x50	-269.29	8.81	SPC	19.10	250	1.32	15	vérifiée
2	50x50	-193.52	11.18	SPC	16.20	250	1.13	15	vérifiée
3	45x45	-119.95	10.31	SPC	15.00	250	1.07	15	vérifiée
4	40x40	-50.54	11.06	SPC	17.40	250	1.38	15	vérifiée
5	40x40	-46.94	-22.52	SPC	32.00	250	2.76	15	vérifiée
6	35x35	-8.63	-1.06	SPC	2.64	250	0.20	15	vérifiée
7	35x35	-20.59	7.15	SPC	15.4	250	1.36	15	vérifiée

VI.2.7 Vérification de l'effort tranchant :**VI.2.7.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \underline{\tau}_u$$

Avec :

T_u : Effort tranchant pour l'état limite ultime

b : Largeur de la section du poteau

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\underline{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton

La valeur de la contrainte $\underline{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$\overline{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$Fissuration peu préjudiciable

$\overline{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

- **Selon le RPA 99 version 2024 [2] :**

$$\underline{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda \leq 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée

B : Section du poteau

L_f : Longueur de flambement

Les résultats seront regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	T _u (KN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ BAEL (MPa)	Vérification
RDC	55x55	65.71	0.23	14.24	0.075	1.875	3.25	vérifiée
1	50x50	86.48	0.37	15.66	0.075	1.875	3.25	vérifiée
2	50x50	86.30	0.37	15.66	0.075	1.875	3.25	vérifiée
3	45x45	70.89	0.38	17.40	0.075	1.875	3.25	vérifiée
4	40x40	53.82	0.36	19.58	0.075	1.875	3.25	vérifiée
5	40x40	53.16	0.36	19.58	0.075	1.875	3.25	vérifiée
6	35x35	110.1	0.98	22.38	0.075	1.875	3.25	vérifiée
7	35x35	60.27	0.54	22.38	0.075	1.875	3.25	vérifiée

VI.2.8 Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL 91 modifié 99 et celles du RPA version 2024

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\rho_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \rho_t \right)$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales

b : Largeur de la section droite

h : Hauteur de la section droite

S_t : Espacement des armatures transversales

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

● Selon le RPA version 2024 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

V_u : Effort tranchant à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur tenant compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant

t : Espacement des armatures transversales

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5$$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$t \leq \text{Min} (b/3, 10\text{cm}, 60\phi_l) \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone VI)}$$

$$t \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10 \phi_l) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone VI)}$$

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t b_1}$ est déterminée comme suit :

$$0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Interpolation entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau

L_f : Longueur du flambement du poteau

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$ (FeE 50)

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau VI.12 : Espacement maximale selon RPA 2024

Niveau	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	Zone nodale	Zone courante
RDC	55x55	16T16	16	10	15
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50x50	4T16+12T14	16-14	10	15
3 ^{ème}	45x45	16T14	14	10	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40x40	12T14	14	10	15
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	35x35	8T14	14	10	15

Tableau V.13 : Ferraillage des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	55x55	2.26	4.11	3.75	65.71	N	10	0.89	1.54	6T8	3.02
						C	15	1.34	2.31	6T8	3.02
1 ^{er}	50x50	2.26	4.52	3.75	86.48	N	10	1.29	1.9	6T8	3.02
						C	15	1.95	2.85	6T8	3.02
2 ^{ème}	50x50	2.26	4.52	3.75	86.30	N	10	1.29	1.9	6T8	3.02
						C	15	1.94	2.85	6T8	3.02
3 ^{ème}	45x45	2.26	5.02	2.5	70.89	N	10	0.79	1.35	6T8	3.02
						C	15	1.18	2.03	6T8	3.02
4 ^{ème}	40x40	2.26	5.66	2.5	53.82	N	10	0.67	1.20	6T8	3.02
						C	15	1.01	1.80	6T8	3.02
5 ^{ème}	40x40	2.26	5.66	2.5	53.16	N	10	0.66	1.20	6T8	3.02
						C	15	0.99	1.80	6T8	3.02
6 ^{ème}	35x35	2.26	6.46	2.5	110.1	N	10	1.57	1.05	6T8	3.02
						C	15	2.36	1.58	6T8	3.02
7 ^{ème}	35x35	2.26	6.46	2.5	60.27	N	10	0.86	1.05	6T8	3.02
						C	15	1.29	1.58	6T8	3.02

VI.2.9 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 60\phi_l$ en zone VI

Pour : T16..... $L_r = 96$ cm

T14..... $L_r = 84$ cm

VI.2.10 Ferraillage des poteaux du sous-sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré : $B_r = (a-2)(b-2)$ cm²

α : coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,6(50)^2}{\lambda} \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f = Longueur de flambement

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau ($B = a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$

La section réduite $B_r = (a - 0,02)^2$ [m²].

VI.2.10.1 Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal de calcul à travers les opérations suivantes :

$$N_u(\text{RDC}) = 357.19 \text{ KN}$$

- Poids du plancher..... (35.63× 6.04) = 215.20kN
- Poids du poteau..... $(0.60)^2 \times (3.06-0.50) \times 25 = 23.04 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principale..... $4.85 \times 0.3 \times (0.45-0.21) \times 25 = 8.73 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $25 \times (0.45-0.25) \times 0.30 \times 5.52 = 7.53 \text{ kN}$

$$G = 259.87 \text{ KN}$$

$$\bullet \text{ Surcharge d'exploitation.....} 2.5 \times 35.63 \quad Q = 80.075 \text{ KN}$$

$$N_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = 470.93 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant au poteau du sous-sol :

$$\bullet N_{u(ss)} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 4049.13 \text{ KN}$$

VI.2.10.2 Calcul du ferraillage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17.32 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0.7 \times 306}{17.32} = 12.36 \leq 50$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.829$
- $B_r = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq \left(\frac{4049.13 \times 10^3}{0.829} - \frac{3364 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.2} \right) \frac{1}{500}$$

$$A_s \geq -58.05 \text{ cm}^2$$

- Suivant RPA :

$$A_s^{\min} (\text{RPA}) = 1\% B = 36 \text{ cm}^2$$

- Suivant BAEL :

$$A_s^{\min} (\text{BAEL}) \geq \max (4U ; 0,2\% B)$$

$$4U = 4 (0,6 \times 2 + 0,6 \times 2) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$0,2\% B = \frac{0,2}{100} \times 60 \times 60 = 7,2 \text{ cm}^2$$

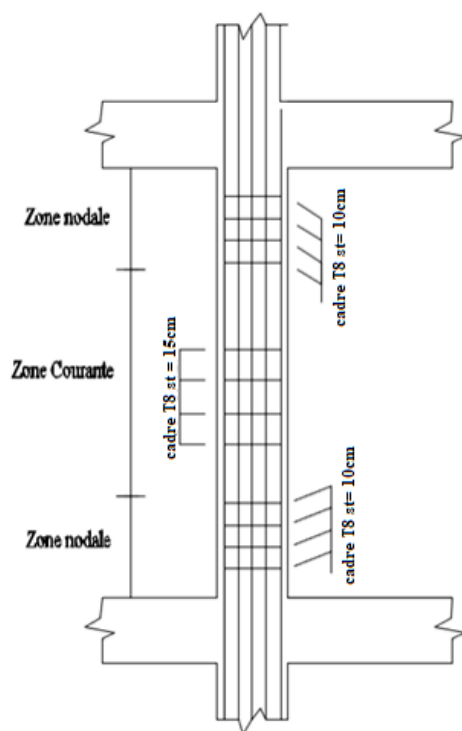
$$A_s^{\min} (\text{BAEL}) = \max (9,6 ; 7,2) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s ; A_s^{\text{RPA}} ; A_s^{\text{BAEL}}) = 36 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.14 : Choix de ferrailage.

Niveau	N_u (KN)	A_s (cm ²)	$A_s^{\min}$ (RPA)	$A_s^{\min}$ (BAEL)	A_s^{adop} (cm ²)	Choix
Sous-Sol	3146,15	-58.05	36	9,6	36	4T20+12T16

VI.2.11 Schémas de ferrailage des poteaux :



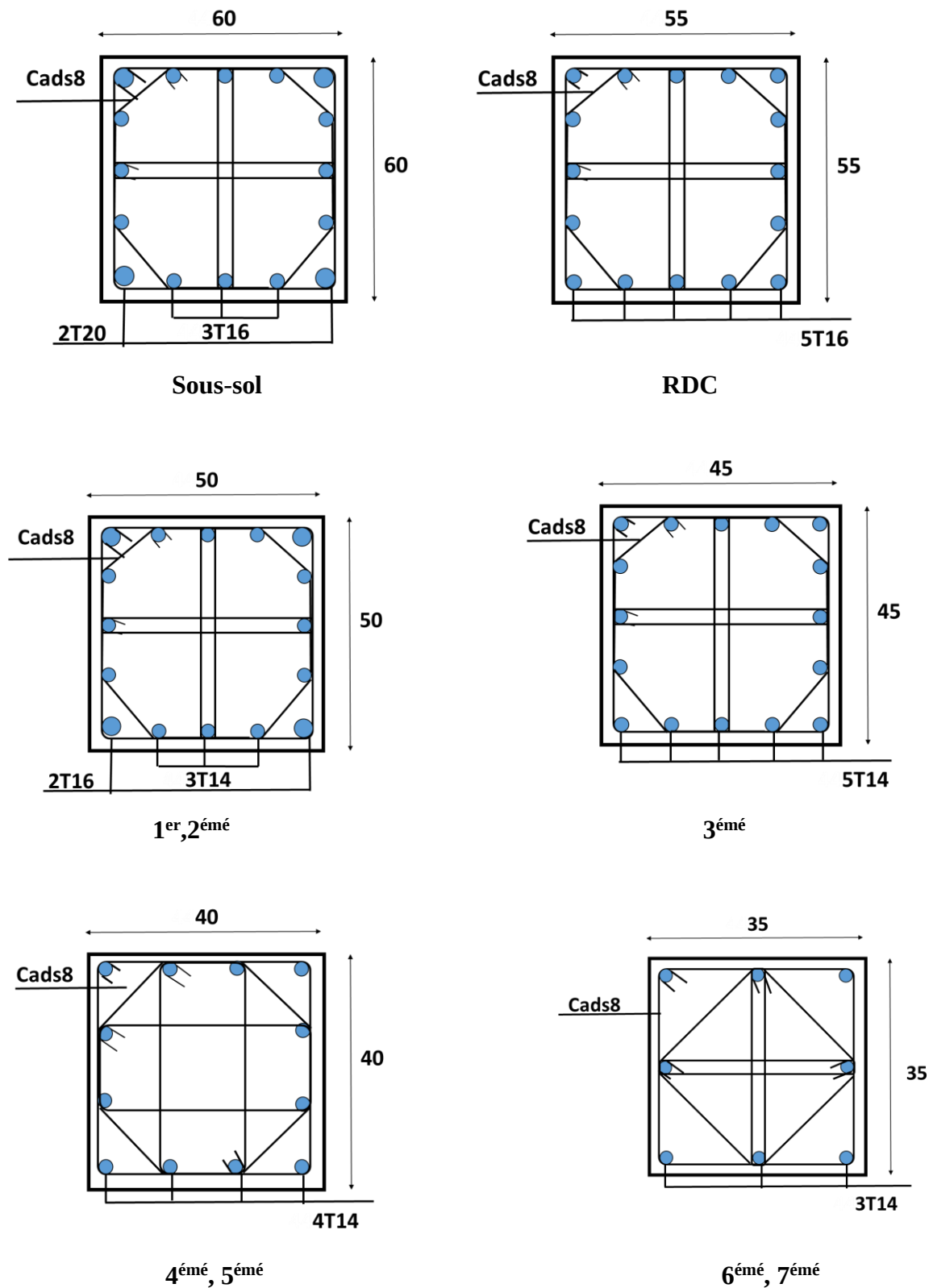


Figure VI. 1: Schéma de ferraillage des poteaux.

VI.3 Ferraillage de la poutre :**VI.3.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments horizontaux d'une structure. Elles servent de support pour le plancher et permettent la transmission des charges de celle-ci vers les poteaux.

Les poutres sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres se fait suivant l'exigence du RPA99 version 2024.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable :

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

- Situation accidentelle :

$$G + 0,4 Q + 0,3 E_x + E_y$$

$$G + 0,4 Q + E_x + 0,3 E_y$$

VI.3.2 Recommandation selon le RPA version 2024 :**VI.3.2.1 Armatures longitudinales :**

➤ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

➤ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement.

➤ La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ en zone VI.

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VI.3.2.2 Armatures transversales :

Le diamètre ϕ_i des armatures de confinement ne doivent pas être inférieures à 6 mm

La qualité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = (0,003).s.b$$

L'espace maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques :
 - $S = \min (h/4; 24\phi_l ; 17,5 \text{ cm}; 6\phi_l)$ avec:
 - h = hauteur de la poutre
 - ϕ_t = diamètre des armatures de confinement
 - ϕ_l = diamètre minimale des barres longitudinales
- En dehors de la zone critique :

$$s' \leq h/2$$

Avec :

$s' = \min (h/4; 12\phi_l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires.

ϕ_l = plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3.3 Calcul du ferraillage :

Pour le calcul des armatures dans les poutres, nous avons considéré les poutres de chaînage et les portiques dans les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale)
- Sens non porteur (poutre secondaire)

Les résultats seront regroupés dans les tableaux suivants :

VI.3.3.1 Poutre principale :a. **Situation durable :** 1.35 G +1.5 Q**Tableau V.15 : Ferrailage des poutres principales 35x50 (situation durable)**

Niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
RDC	35x50	Travée	120,16	5,42	0
		Appui	-190,94	8,98	0
1 ^{er}	35x50	Travée	119,68	5,4	0
		Appui	-208,83	9,93	0
2 ^{ème}	35x50	Travée	119,89	5,41	0
		Appui	-220,67	10,57	0
3 ^{ème}	35x50	Travée	122,87	5,56	0
		Appui	-240,15	11,66	0
4 ^{ème}	35x50	Travée	124,76	5,65	0
		Appui	-258,42	12,71	0
5 ^{ème}	35x50	Travée	160,43	7,41	0
		Appui	-300,95	15,28	0
6 ^{ème}	35x50	Travée	162,00	7,49	0
		Appui	-317,20	16,32	0
7 ^{ème}	35x50	Travée	152,94	7,03	0
		Appui	-288,81	14,52	0

b. Situation accidentelle : $G + 0,4 Q + 0,3 E_x + E_y$

$G + 0,4 Q + E_x + 0,3 E_y$

Tableau V.16 : Ferraillage des poutres principales 35x50(situation accidentelle)

Niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
RDC	35x50	Travée	82,76	3,66	0
		Appui	-192,20	9,05	0
1 ^{er}	35x50	Travée	102,56	4,59	0
		Appui	-257,09	12,63	0
2 ^{ème}	35x50	Travée	124,55	5,64	0
		Appui	-301,45	15,31	0
3 ^{ème}	35x50	Travée	128,70	5,84	0
		Appui	-335,25	17,52	0
4 ^{ème}	35x50	Travée	121,66	5,5	0
		Appui	-359,95	19,24	0
5 ^{ème}	35x50	Travée	123,95	5,61	0
		Appui	-400,81	22,35	0
6 ^{ème}	35x50	Travée	142,71	6,52	0
		Appui	-408,36	22,94	0
7 ^{ème}	35x50	Travée	120,67	5,45	0
		Appui	-383,18	20,96	0

VI.3.3.2 Poutre secondaire :**1. Situation durable : 1.35 G +1.5 Q****Tableau V.17 : Ferraillage des poutres secondaires 30x45(situation durable)**

Niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
RDC	30x45	Travée	98,43	5,04	0
		Appui	-160,87	8,71	0
1 ^{er}	30x45	Travée	98,53	5,04	0
		Appui	-173,51	9,51	0
2 ^{ème}	30x45	Travée	99,68	5,11	0
		Appui	-187,18	10,41	0
3 ^{ème}	30x45	Travée	102,13	5,24	0
		Appui	-200,48	11,32	0
4 ^{ème}	30x45	Travée	103,56	5,32	0
		Appui	-215,75	12,4	0
5 ^{ème}	30x45	Travée	98,57	5,05	0
		Appui	-216,27	12,44	0
6 ^{ème}	30x45	Travée	118,40	6,16	0
		Appui	-143,55	7,64	0
7 ^{ème}	30x45	Travée	127,11	6,67	0
		Appui	-125,27	6,56	0

2. Situation accidentelle : $G + 0,4 Q + 0,3 E_x + E_y$

$$G + 0,4 Q + E_x + 0,3 E_y$$

Tableau V.18 : Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
RDC	30x45	Travée	63,03	3,14	0
		Appui	-137,10	7,26	0
1 ^{er}	30x45	Travée	106,10	5,47	0
		Appui	-166,77	9,08	0
2 ^{ème}	30x45	Travée	134,13	7,08	0
		Appui	-191,14	10,68	0
3 ^{ème}	30x45	Travée	143,98	7,67	0
		Appui	-206,42	11,73	0
4 ^{ème}	30x45	Travée	153,91	8,28	0
		Appui	-219,87	12,7	0
5 ^{ème}	30x45	Travée	149,20	7,99	0
		Appui	-220,21	12,73	0
6 ^{ème}	30x45	Travée	135,10	7,14	0
		Appui	-190,28	10,62	0
7 ^{ème}	30x45	Travée	105,93	5,46	0
		Appui	-150,00	8,04	0

VI.3.3.3 Poutre de chaînage : (30x45)**a. Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q****Tableau V.19 : Ferraillage des poutres de chaînage 30x45 (situation durable)**

Niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
RDC	30x45	Travée	49,32	2,53	0
		Appui	-70,26	3,66	0
1 ^{er}	30x45	Travée	49,31	2,53	0
		Appui	-72,23	3,77	0
2 ^{ème}	30x45	Travée	49,74	2,55	0
		Appui	-71,54	3,73	0
3 ^{ème}	30x45	Travée	50,55	2,59	0
		Appui	-72,36	3,78	0
4 ^{ème}	30x45	Travée	45,08	2,3	0
		Appui	-71,45	3,73	0

b. Situation accidentelle : $G + 0,4 Q + 0,3 E_x + E_y$

$G + 0,4 Q + E_x + 0,3 E_y$

Tableau V.20 : Ferraillage des poutres de chaînage (situation accidentelle)

Niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
RDC	30x45	Travée	40,78	2,08	0
		Appui	-79,50	4,18	0
1 ^{er}	30x45	Travée	71,94	3,75	0
		Appui	-104,36	5,6	0
2 ^{ème}	30x45	Travée	89,75	4,76	0
		Appui	-119,39	6,5	0
3 ^{ème}	30x45	Travée	97,24	5,19	0
		Appui	-128,11	7,04	0
4 ^{ème}	30x45	Travée	66,57	3,46	0
		Appui	-93,93	5	0

Remarque :

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'actions considérées, on constate que le ferraillage maximum est obtenu par la combinaison : **$G + 0,4 Q + 0,3 E_x + E_y$**

$G + 0,4 Q + E_x + 0,3 E_y$

VI.3.4 Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.21 : Choix des armatures des poutres principales 30x60

Poutre	Section (cm ²)	Position	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	Choix
Principale	35x50	Travée	6,52	8,75	70	105	4T20
		Appui	22,94				8T20
Secondaire	30x45	Travée	7,99	6,75	54	81	4T16
		Appui	12,73				6T16+2T14
Chaînage	30x45	Travée	7,04	6,75	54	81	6T14
		Appui	5,19				6T14

VI.3.5 Vérification vis à vis de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \, b d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau V22 : Vérification de la condition de non fragilité

Poutre	Section	Position	A_s^{choisit} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
Principale	35x50	Travée	25,13	1,30	C.V
		Appui	12,57	1,30	C.V
secondaire	30x45	Travée	8,04	1,17	C.V
		Appui	15,14	1,17	C.V
Chânage	30x45	Travée	9,24	1,17	C.V
		Appui	9.24	1,17	C.V

VI.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

Le règlement **CBA 93 [3]** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25 m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\xi = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\xi = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique.

Son expression est :

$$\sigma = E \xi \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20^\circ\text{C}$)

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre

σ : Contrainte thermique

E : Module de Young (E = 32164,2 MPa)

$$\sigma = 32164,2 \cdot 10^{-5} \times 20$$

$$\sigma = \mathbf{6,43 \text{ MPa}}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable et on doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \underline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \underline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Tableau V23 : Vérification des poutres à l'ELS

Poutre	Position	M _{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
principale	Travée	71,68	0,4250	15	69,03	6,43	75,46	250	Oui
	Appui	-157,38	-0,933		-151,7		-145,3		
Secondaire	Travée	116,86	0,69	15	112,7	6,43	119,13	250	Oui
	Appui	-218,98	1,29		-211,2		-204,7		
Chaînage	Travée	36,77	0,21	15	35,46	6,43	41,89	250	Oui
	Appui	-52,63	-0,31		-50,76		-44,33		

VI.3.7 Vérification de l'effort tranchant :**VI.3.7.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant maximum

b : Largeur de la section de la poutre

d : Hauteur utile

$\bar{\tau}_u$: Min (0,10 f_{ct28} ; 4 MPa)

Fissuration préjudiciable

Tableau V24 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Poutre	Section	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Principale	35x50	189,57	1,20	2,5	Oui
Secondaire	30x45	264,21	1,95	2,5	Oui
chainage	30x45	104,11	0,77	2,5	Oui

VI.3.7.2 Calcul des armatures transversales :

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$S_t = \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}$$

$$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

- Selon le RPA version 2024 [2] :

$$A_t = 0,003. s . b$$

$$s \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$s' \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \geq \phi_6$$

Les résultats seront résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.25: Calcul des armatures transversales

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	A _t ^{adp} Choix	
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
35x50	189,57	1,20	40	4,8	25	8	15	2,62	4T10	3,14
30x45	264,21	1,95	40	3,83	22,5	8	15	2,02	4T10	3,14
30x45	104,11	0,77	40	3,36	22,5	8	15	2.02	4T10	3,14

VI.3.8 Recouvrement des armatures longitudinales :

La longueur minimale de recouvrement des armatures est : $L_r = 60\phi$ (Zone VI)

Avec :

L_r : Longueur de recouvrement

- $\phi = 20$ L_r = 12 cm
- $\phi = 16$ L_r = 9,6 cm
- $\phi = 14$ L_r = 8,4 cm

VI.3.9 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- Appui intermédiaire :
 - Vérification des armatures longitudinales [1] :

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} \leq 0 \Rightarrow$ Pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effet de traction

Dans ce cas, on doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

Tableau V.26 : Vérification de l'effort tranchant dans la section d'armature

Poutre	Section (cm ²)	T _u (KN)	M _a (KNm)	$T_u - \frac{M_a}{0,9 d}$
Principale	35x50	189,57	317,20	-593,63
Secondaire	30x45	264,21	143,55	-129,60
chainage	30x45	104,11	72,36	-94,40

Donc pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures

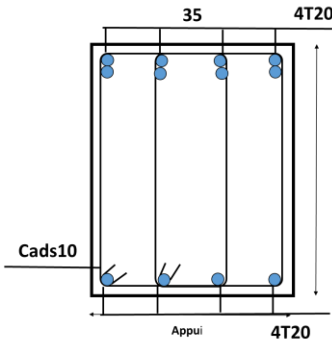
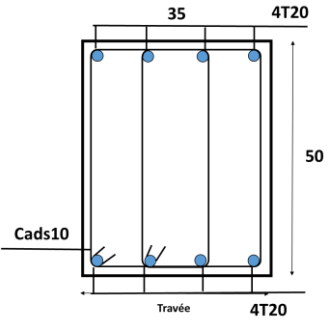
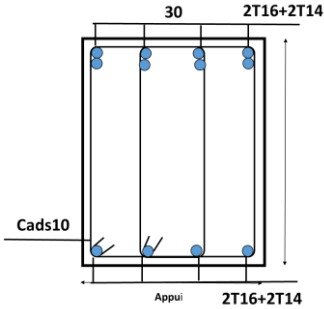
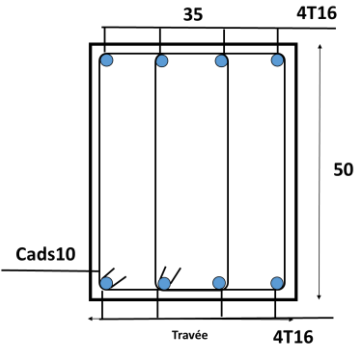
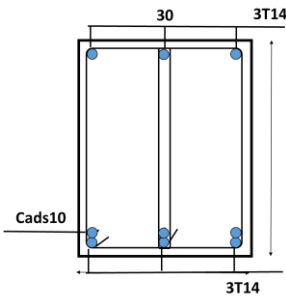
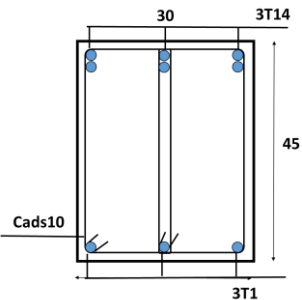
Poutre	Appui	Travée
Principale		
Secondaire		
chainage		

Figure VI. 2 : Schéma de ferrailage des poutres

VI.4 Ferraillage du voile :**VI.4.1 Introduction :**

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Les voiles sont chargés dans leur plan et ont pour principales fonctions :

- De reprendre une partie des charges verticales revenant des planchers.
- De participer au contreventement de la structure.
- Protection contre les incendies (cages d'escaliers et ascenseurs).
- Isolation acoustique.

VI.4.2 Dimensionnement de voiles :

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

l_w : longueur du voile (y compris les éléments de rive).

$$b_w \geq \max\left(20cm; \frac{h_e}{20}\right).$$

b_w : largeur de l'âme du voile.

On a : $l_w = 7.00m$.

$$h_e = 3.23 - 0.5 = 2.73m.$$

$$l_w \geq \max(0.91; 1; 1m) \dots CV$$

On a : $b_w = 25cm$.

$$b_w \geq \max(20cm; 0.14) \dots CV$$

VI.4.3 Vérification de l'effort normal réduit :

L'article 7.7.4 [2] stipule que dans le but de limiter ou d'éviter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,40$$

Avec :

N_d : effort normal de compression du voile aux combinaisons sismiques.

B_c : surface totale du voile, y compris les éléments de rive.

Dans le cas de notre étude :

$$B_c = 2 \times (0.60 \times 0.6) + (5.8 \times 0.25) = 2.17 m^2$$

$$N_d = -15093.92 kN$$

Ce qui donne :

$$V_d = \frac{15093.92 \times 10^3}{2.17 \times 10^6 \times 25} = 0.28 < 0.40$$

La condition est donc vérifiée.

VI.4.4 Vérification du type de voile :

Un voile est dit élancé si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

h_w : hauteur totale du voile.

l_w : longueur du voile (y compris les éléments de rive).

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{25.84}{7.00} = 3.69 > 2.0$$

La condition étant vérifiée, le voile calculé est en effet un voile élancé.

VI.4.5 Evaluation du diagramme des moments de calcul :

D'après le RPA2024 (article 7.7.4), le diagramme du moment fléchissant de calcul pour un voile élancé, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire (du diagramme des moments obtenus sur le logiciel ETABS) déplacée verticalement d'une distance égale à la hauteur de la zone critique du voile. Pour ce faire, il faut :

- Obtenir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui du sommet.
- Décaler l'enveloppe précédente verticalement par la hauteur critique h_{cr}

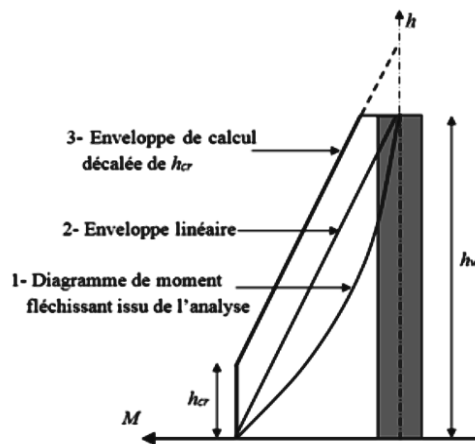


Figure 0. 3 : Diagramme et enveloppe des moments de calcul du voile.

VI.4.5.1 Calcul de la hauteur de la zone critique :

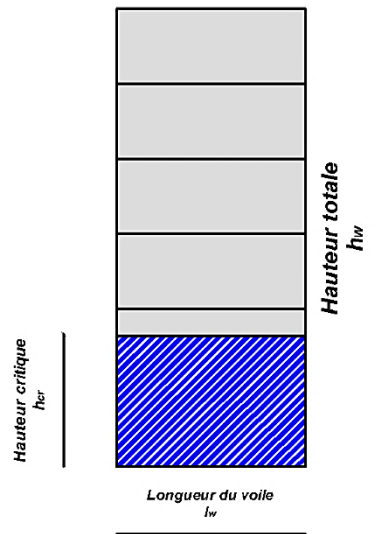


Figure 0.4: Hauteur critique du voile.

La hauteur de la zone critique se calcule comme suit :

$$h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right)$$

Ce qui donne :

$$h_{cr} = \max(7.00\text{ m} ; 4.31\text{ m}) = 7.00\text{ m}$$

On doit s'assurer que :

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

Donc :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w = 14.00\text{ m} & \text{vérifiée} \\ 2h_e = 5.46\text{ m} & \text{non vérifiée} \end{cases}$$

On retient donc : $h_{cr} = 5.46\text{ m}$

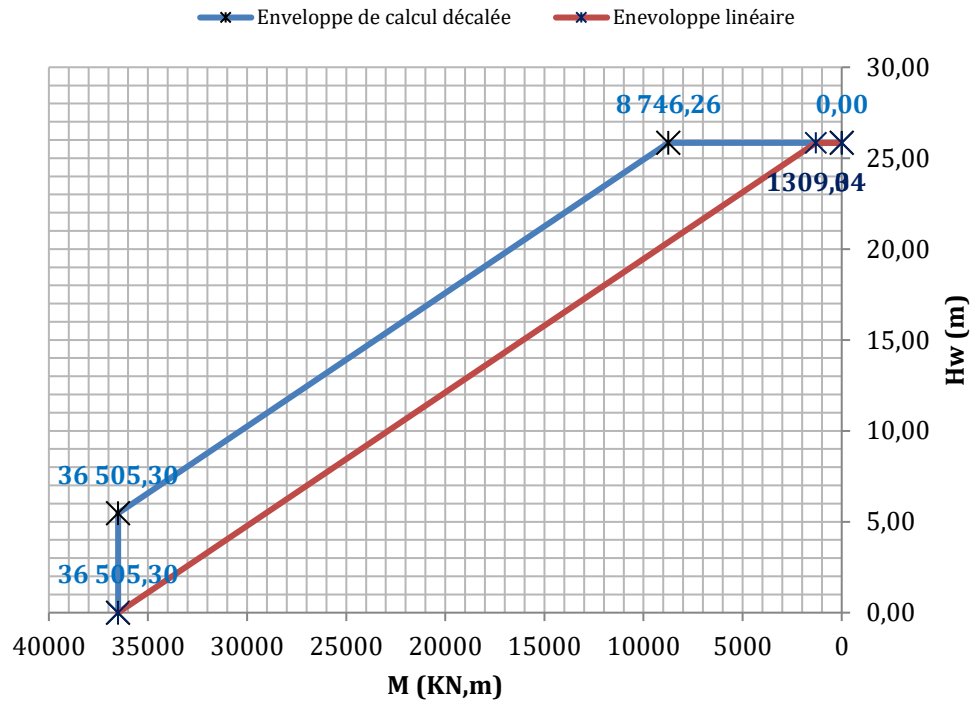
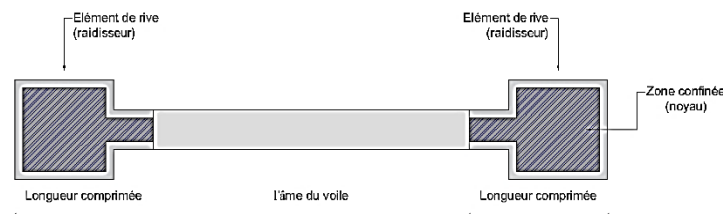


Figure 0.5: Diagramme du moment de calcul du voile.

VI.4.6 Calcul du ferrailage :

VI.4.6.1 Calcul de la longueur confinée :

Figure 0.6: Longueur comprimée l_c d'un voile avec éléments de rive.

D'après l'article 7.7.4 [2], le béton situé aux extrémités des voiles est confiné sur une longueur l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à 0,35%.

$$l_c = \max (0,15l_w ; 1,5b_w)$$

Avec :

l_w : longueur du voile.

b_w : largeur de l'âme du voile.

$$l_c = \max(1.05 \text{ m} ; 0.38 \text{ m}) = 1.05 \text{ m}$$

VI.4.6.2 Vérification des éléments de rive :

On doit s'assurer que :

$$l_c \geq \max(2b_w ; 0,2l_w)$$

$$\begin{cases} \text{Si : } l_c < \max(2b_w ; 0,2l_w) & b_c \geq \frac{h_e}{15} \\ \text{Si : } l_c \geq \max(2b_w ; 0,2l_w) & b_c \geq \frac{h_e}{10} \end{cases}$$

Donc : $b_c \geq \frac{h_e}{15} = 0,22 \rightarrow b_c = 0,60 \text{ m}$

Alors : $b_c = 0,60 \text{ m} > 0,22 \text{ m} \rightarrow$ condition vérifiée.

La condition étant vérifiée, on retient les dimensions des éléments de rive.

VI.4.6.3 Calcul des armatures de confinement :

Le calcul de la section d'armatures se fait en flexion composée, en zone critique, à l'aide du logiciel SOCOTEC (avec un enrobage de 3 cm) :

Tableau 0.27: Calcul des armatures de confinement du voile.

Hauteur critique h_{cr} (m)	5.46
Effort normal de calcul N (kN)	5563.10
Moment fléchissant de calcul M (kN.m)	36505.30
Section calculée $A^{calculée}$ (cm²)	72.98
$A_s^{min} = 0,5\% S^{confinée}$	23.63
Choix des barres	2×8T25
Section adoptée $A_t^{adoptée}$ (cm²)	78.54

Les armatures verticales des éléments de rive (armatures de confinement calculées ci-dessus) doivent être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical satisfait la condition suivante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

Donc :

$$S_t \leq \min(18 ; 12,5 ; 15) = 12,5 \text{ cm}$$

On opte pour des cadres avec un espacement de 12 cm.

La section d'armatures confinées doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A_t \geq 0,09 S_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \\ A_t \geq 0,3 S_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \end{cases}$$

Où :

$\frac{A_g}{A_c}$ Représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

$$\begin{cases} A_t = 78.54 \text{ cm}^2 \geq 0,09 \times 10 \times 54 \times \frac{25}{500} = 2.43 \text{ cm}^2 \\ A_t = 78.54 \text{ cm}^2 \geq 0,3 \times 10 \times 54 \times \left(\frac{4725}{3714} - 1 \right) \cdot \frac{25}{500} = 2.21 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.4.6.4 Calcul des armatures de l'âme :

❖ Les aciers verticaux :

Le diamètre maximal des armatures d'âme doit respecter la condition :

$$8 \text{ mm} \leq \emptyset_{max} \leq \frac{b_w}{8} = 31,25 \text{ mm}$$

On opte pour des barres : 2x20T12 = 22.62 cm² avec un espacement de 20 cm

$$8 \text{ mm} < \emptyset_{max} = 12 \text{ mm} < 31,25 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

❖ Les aciers horizontaux :

Le ferraillage nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant de calcul ($\bar{V} = 1,4V_u$).

z : distance entre le centre de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$A_h = \frac{\bar{V} \cdot S}{z \cdot f_e} = \frac{7518.60 \times 10^3 \times 150}{5950 \times 500} \times 10^{-2} = 3.79 \text{ cm}^2$$

On opte pour des barres : 4T12 = 4.52 cm²

VI.4.7 Vérification de la ductilité locale :**VI.4.7.1 Vérification du rapport en volume des armatures de confinement :**

D'après l'article 7.7.5 [2], dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement reprises ω_{wd} dans les éléments de rive doit respecter la condition suivante :

$$\alpha\omega_{wd} = 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{25} \cdot \frac{1,2}{1} = 24$$

ε_{sy} : valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier donnée comme suit

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = 0.0025$$

E_s : module d'élasticité de l'acier.

v_d : effort normal réduit.

ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2 \cdot l_c) b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

A_{sv} : section d'armatures de l'âme du voile.

α : coefficient d'efficacité du confinement égal à $(\alpha_n \cdot \alpha_s)$ avec :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2 \cdot b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2 \cdot h_0} \right) \end{cases}$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

μ_ϕ : valeur requise du coefficient de ductilité en courbure calculé comme suit :

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{rd}} \right) - 1 & \text{Si : } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{rd}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{Si : } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ed} : moment fléchissant issu de l'analyse à la base du voile.

M_{rd} : moment de résistance à la flexion.

❖ Calcul du pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2.l_c)b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,31$$

❖ Calcul du coefficient d'efficacité du confinement :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6.b_0.h_0} \right) = 0,9 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2.b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2.h_0} \right) = 0,84 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,76$$

❖ **Calcul du moment résistant à la flexion :**

Ce dernier peut être calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC (application « MR »), le résultat obtenu est le suivant : $M_{rd} = 31044 \text{ kN.m}$

❖ **Calcul du coefficient de ductilité en courbure :**

Pour $T_0 < T_2$:

$$\mu_\phi = 1 + 2 \left[2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{rd}} \right) - 1 \right] = 5,38$$

On peut à présent calculer ω_{wd} et effectuer la vérification de la ductilité :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{540000}{62740000} \cdot 24 = 0,2118$$

On doit vérifier que :

$$\omega_{wd} \geq \frac{30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

$$\omega_{wd} = 0,21 > \frac{30 * 5,38 * (0,13 + 0,31) * 0,002 * \frac{60}{b_0 54} - 0,035}{0,76} = 0,16$$

La condition est vérifiée.

VI.4.7.2 Vérification de la longueur comprimée des parties de rive :

On doit s'assurer que :

$$l_{c.calcul} \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w)$$

Avec :

$l_{c.calcul}$: longueur comprimée des parties de rive.

$$l_{c.calcul} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}} \right)$$

Où :

$\varepsilon_{cu.c}$: raccourcissement limite à la rupture du béton comprimé.

x_u : position de l'axe neutre.

❖ **Calcul du raccourcissement limite :**

$$\varepsilon_{cu.c} = 0,0035 + 0,1\alpha \cdot \omega_{wd} = 0.02$$

❖ **Calcul de la position de l'axe neutre :**

On doit calculer la position de l'axe neutre x_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = 338.26 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$l_{c.calcul} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}} \right) = 273.17 \text{ cm} = 2.73 \text{ m}$$

Alors :

$$l_{c.calcul} = 2,73 \text{ m} > \max (1,05 \text{ m} ; 0,375 \text{ m})$$

La condition est vérifiée

Les conditions exigées par le RPA2024 sont satisfaites, la ductilité du voile est alors vérifiée.

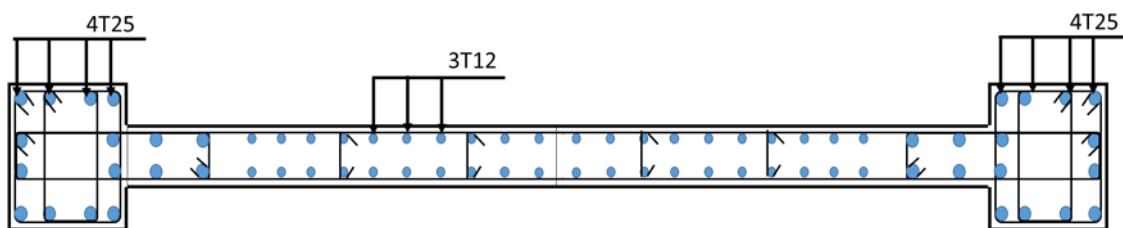


Figure VI. 7 : Schéma de ferrailage des voiles

Chapitre VII : Etude de fondation

VIII.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise vers laquelle sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage.

VIII.2 Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol/structure.

VIII.3 Classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VIII.4 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation

VIII.5 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de la fondation par les semelles filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VIII.5.1 Semelle isolée sous poteaux :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carré $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = (A)^2 = (B)^2$

D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$;

- $\sigma_{sol}=2.2\text{bars}$ a la profondeur $Z=3\text{m}$.

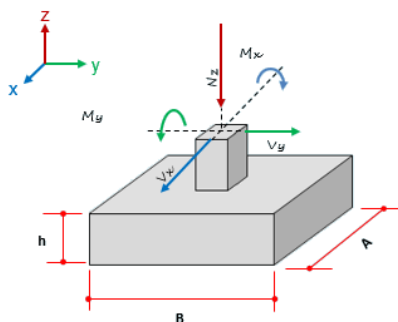


Figure VII. 1: Dimensions de la semelle isolée.

L'effort normal total revenant à la base :

$$N_{ser}=2593.72\text{kN}$$

D'où

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \geq \sqrt{\frac{2593.72}{220}} \geq 3.43\text{m}$$

$$B=3.50$$

VIII.5.1.1 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : $L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle.

On a: $L_{\min} = 4.15$

$$1.5 \times B = 1.5 \times 3.50 = 5.25\text{m}$$

VIII.5.1.2 Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VIII.5.2 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 trouvent dans la même ligne.

VIII.5.2.1 La largeur « B » :

D'après le règlement BAEL91 modifiée 99 la largeur B de la semelle est comme suit :

$$B \geq \frac{N_T}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

- B : largeur de la semelle.
- L : longueur de la semelle.
- N_T : effort normal total = $\sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$$\blacksquare \quad S : \text{surface de la semelle } S = \frac{N_T}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII. 1: Sections des semelles filantes.

Files	N_T (kN)	L(m)	B(m)	$B^{choisie}$ (m)	S(cm ²)
1	3697.1	27.4	0.61	3.00	82.2
2	7782.48	29.00	1.22	3.00	87
3	7468.24	31.20	1.09	3.00	93.6
4	7076.62	32.35	0.99	3.00	97.05
5	4587.34	11.55	1.81	3.00	34.65
6	4895.7	30.68	0.73	3.00	92.04
7	7415.98	29.60	1.14	3.00	88.8
8	6533.65	27.85	1.07	3.00	83.55
9	3477.31	26.6	0.60	3.00	79.8

VIII.5.2.2 Vérification de la semelle filante :

Il faut vérifier que $\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} \leq 50\%$

Tableau 0I.2 : Vérification du rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles.

$S_{semelle}$ (cm ²)	S_{bat} (cm ²)	$\frac{S_{semelle}}{S_{bat}}$	Condition
738.69	1162,34	63.35%	Non vérifiée

VIII.5.2.3 Conclusion :

Ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VIII.5.3 Etude du radier :

VIII.5.3.1 Généralité :

Le radier est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment, il se présente aussi sous la forme d'un plancher renversé, composé d'un système de poutres orthogonales et d'un hourdis (dalle pleine) au contact du sol.

Le radier est sollicité par les réactions du sol, qui s'oppose à son poids propre et au poids de la structure.

Le système de poutre appartenant au radier a pour rôle, la distribution des charges conséquentes de la structure transmise par le billet de voiles (le cas de notre structure) ou de poteaux. .

Le calcul d'un radier s'effectuera à la flexion simple selon les combinaisons d'action suivantes

VIII.5.3.2 Pré dimensionnement du radier :

➤ Hauteur du radier :

Le pré- dimensionnement du radier consiste à déterminer son hanteur pour laquelle il résistera aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous – pression.

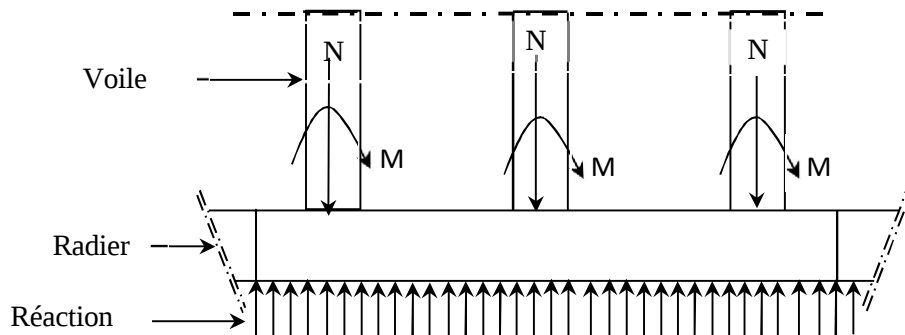


Figure VII. 2 : Schéma du radier général

➤ **Condition forfaitaire :**

$$h_1 > \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$: La plus grande distance entre deux files successives, on a :

$L_{\max} = 4.80$ m. Donc on aura :

$$h_1 > \frac{6,00}{10} \Rightarrow h_1 = 0,6 \text{ m}$$

Alors :

On Prend : $h = 60$ cm. Pour l'épaisseur de la dalle

➤ **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$).

➤ **Condition de cisaillement [BAEL91/A5.2,2] :**

La vérification se fera pour une bande de 1m. La fissuration est très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \cdot d} < \tau = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\lambda b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$Vu = \frac{Nu \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{111409,57 \times 6}{2 \times 1162,34} = 287,54 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \cdot d} = \frac{287,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54} = 0,532 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\lambda b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0,15 \times 25}{1,2} ; (\text{ MPa}) \right] = 2,5 \text{ MPa (fissuration très préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,532 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ **La surface minimale du radier :**

Nous avons :

$$N_{ser} \text{ (avec p.radier)} = 81416,24 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ KN/m}^2$$

$$S^{ELS} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{81416,24}{220} = 370,07 \text{ m}^2$$

A l'ELU :

$$N_{ELU} = 111409,57 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \times \bar{\sigma}_{sol} = 330 \text{ KN/m}^2$$

$$S^{totale} = \frac{\Sigma N}{1,5 \times \sigma_{sol}} = \frac{111409,57}{330} = 337,60 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est $S_{BAT} = 1162,34 \text{ m}^2$

$$S_{radier} = \text{Max} [S_{BAT} ; S_{ELS} ; S_{ELU}]$$

$$\Rightarrow S_{radier} = 1162,34 \text{ m}^2$$

VIII.5.3.2.1 Vérification au renversement :

Selon (RPA 2024/A 10.1.5) quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement,

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M: Moment du renversement (dû au séisme à la base).

N: La résultante des forces verticales

B : longueur du bâtiment.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau VII.3 : vérification de la stabilité au renversement.

sens	Moment à la base	N	M $e = \frac{M}{N}$	B $\frac{B}{4}$	M B $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$
x-x	97243,55	74427,19	1,306	6,23	Condition verifier
y-y	16176,67	74427,19	0,021	3,34	Condition verifier

VIII.5.3.2 Vérification vis-à-vis de l'effort de Soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulevé pas :

$$P > 1,5. S. Y. Z$$

Avec : P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assises du bâtiment ;

Z : L'ancrage.

Y : Poids volumique de l'eau (1t/m³).

Pour la structure étudier : P = 83217,59 KN = 8321,76t

$$1,5.S.Y.Z = 1,5 \times 1162,34 \times 1 \times 3 = 5230,53 \text{ t}$$

$$P = 8321,76 \text{ t} > 5230,53 \text{ t} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VIII.5.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

Pour satisfaire la condition de poinçonnement, il faut vérifier la relation suivante :

$$V_0 = \frac{\beta V_{Ed}}{\mu_0 \times d} \leq V_{Rd \max} = 0,4 \times V \times f_{cd}$$

Avec :

V_0 : Contrainte de cisaillement au nu du poteau

V_{Rd} : Contrainte de cisaillement limite

e : Epaisseur de la dalle

c_1 : Largeur du poteau

c_2 : Hauteur du poteau

c : enrobage

d_x : Hauteur utile des armatures suivant x-x

d_y : Hauteur utile des armatures suivant y-y

d : Hauteur utile moyenne

P_u : Charge à l'ÉLU revenant au poteau

V_{Ed} : Charge de poinçonnement

β : Coefficient de majoration de la charge tenant compte de l'excentricité dans les deux sens

$$V = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0,54$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,2} = \frac{25}{1,2} = 20,83 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd \max} = 0,4 \times 0,54 \times 20,83 = 4,5 \text{ MPa}$$

$$c_1 = 0,5 \text{ m}$$

$$c_2 = 0,5 \text{ m}$$

$$e = 60 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

- **Calcul de la hauteur utile :**

$$d_y = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 60 - 3 - 1 = 56 \text{ cm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 56 - 1 - 0,8 = 54,20 \text{ cm}$$

- **Calcul de la hauteur utile moyenne :**

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = 55,1 \text{ cm}$$

- **Calcul de la charge à l'E.L.U :**

$$P_u = \frac{N_u}{S} \times \beta = 95,84 \times 1,15 = 110,216 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul de la charge de poinçonnement :**

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= (1 + (\mu - 1) \frac{l_x}{l_y}) l_x l_y \times P_u \\ &= 3306,17 \text{ KN} \\ &= 3,30 \text{ MN} \end{aligned}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Presse-papiers		Police		Alignement		Nombre	
A	B	C	D	E	F	G	H
Ce document est protégé par le droit d'auteur © Henry Thonier - EGF							
N° 133 - Poinçonnement des dalles - Dimensionnement pour poteau intérieur							
H. Thonier							
L'auteur n'est pas							
responsable de							
l'usage fait de							
ce programme							
Données							
c_1	0,5	m	largeur du poteau rectangulaire suivant Ox ($c_1 \geq c_2$)				
c_2	0,5	m	largeur du poteau rectangulaire suivant Oy ($c_2 \leq c_1$)				
d_x	0,542	m	hauteur utile des armatures // Ox				
d_y	0,56	m	hauteur utile des armatures // Oy				
f_{ck}	25	MPa	résistance caractéristique du béton				
f_{yk}	500	MPa	limite élastique de l'acier				
$\beta \cdot V_{Ed}$	3,17	MN	charge de poinçonnement de calcul				
γ_c	1,2		coefficient de sécurité sur le béton				
γ_s	1		coefficient de sécurité sur l'acier				
A_{sx}	5,15	cm ²	section des armatures de flexion // Ox sur une largeur $c_2 + 6d = 3,806$ m				
A_{sy}	2,01	cm ²	section des armatures de flexion // Oy sur une largeur $c_1 + 6d = 3,806$ m				
Calculs intermédiaires							
A_{sx0}	1,35	cm ² /m	section des armatures // Ox par m de largeur				
A_{sy0}	0,53	cm ² /m	section des armatures // Oy par m de largeur				
A_{sw}	aire des cours d'armatures sur un périmètre autour du poteau (cm ²)						
s_r	espacement radial des cours d'armatures						
$c_2 + 6d$	3,806	m	largeur de prise en compte des armatures longitudinales (§6.4.4(1))				
$c_1 + 6d$	3,806	m	largeur de prise en compte des armatures longitudinales (§6.4.4(1))				
d	0,551	m	hauteur utile moyenne de la dalle = 0,5 ($d_x + d_y$)				
u_0	2	m	périmètre au nu du poteau				
u_1	8,924	m	contour de référence à 2d du nu du poteau				
v_0	2,877	MPa	contrainte de cisaillement au nu du poteau				
v_1	0,645	MPa	contrainte de cisaillement sur le contour de référence				
k	1,602		§6.4.4(1)				
$v_{Rd,c}$	0,355	MPa	§6.4.4(1)				
v	0,54		§6.6N				
$v_{Rd,max}$	4,5	MPa	§6.4.5(3) coefficient 0,4 suivant Corrigendum N° 2 de l'EN 1992-1-1				
Résultats							
v_0	2,877	>	$v_{Rd,max}$	4,5 MPa	OK		
v_1	0,645	>	$v_{Rd,c}$	0,355 MPa	KO		
Fiche a - Dalle armée sans chapiteau							
$f_{ywd,ef}$	387,75	MPa	§6.4.5(1) contrainte de calcul de l'acier				
$(A_{sw}/s_r)_1$	58,06	cm ² /m	section d'armatures nécessaires				
a_1	1,753	m	distance du centre du poteau à l'armature la plus éloignée				

VIII.5.3.3 Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle d'épaisseur 60cm, appuyé sur les voiles et les poteaux et soumise à une charge uniformément répartie.

Ferraillage de la dalle de radier :

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs nous considérerons le panneau le plus sollicité et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux.

VIII.5.3.3.1 Évaluation des charges :

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1 mètre linéaire ($b=1\text{m}$) :

$$S_{radier} = 1162,34 \text{ m}^2 ; N_u = 111409,57 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 81416,24 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{111409,57}{1162,34} = 95,84 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{81416,24}{1162,34} = 70,05 \text{ KN/m}^2$$

VIII.5.3.3.2 Calcul des efforts tranchants (ELU) :

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{a}{2}} = \frac{95,84 \times 5,95}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,98}{2}} = 191,35 \text{ KN}$$

VIII.5.3.3.3 Calcul des sollicitations :

On calcule $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec : l_x = petit côté de la dalle

l_y = grand côté de la dalle

Les formules donnant les moments fléchissants en travées et sur appuis sont les suivantes :

$$\rho = \frac{4,85}{5,7} \Rightarrow \rho = 0,99 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\text{ELU : } \mu_x = 0,0376$$

$$\mu_y = 0,9771$$

$$\text{ELS : } \mu_x = 0,0449$$

$$\mu_y = 0,9847$$

- **A.E.L.U :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 127,57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 124.65 \text{ KN.m}$$

g) Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 108.44 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 105.95 \text{ kNm.}$$

h) Moments sur appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -63.79 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -63.79 \text{ KNm.}$$

• **A.E.L.S:**

$$M_x = \mu_x * q_s * L_x^2 = 121.5 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 119.66 \text{ KN.m}$$

g) Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 94.64 \text{ KNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 93.20 \text{ KNm.}$$

h) Moments sur appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -55.65 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -55.65 \text{ KNm}$$

VIII.5.3.3.4 Calcul de ferrailage :

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

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 54 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

✚ **Travée :**

Tableau VII.4 : Ferrailage de dalle pleine.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
<i>Mux</i>	108.44	0.026	Oui	0	0,033	53.28	4.68	7.8	4T16	8.04	30
<i>Muy</i>	105.95	0.026	Oui	0	0,032	53.29	4.57	7.8	4T10	8.04	30

*** Espacement :**

$$St \leq \text{Min} (33 \text{ cm} ; 3h) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq (33 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{verifier}$$

Appui :

Tableau VII.5 : Ferrailage dalle plein.

M_a (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
63.79	0,015	oui	0	0,019	53.58	2.74	7.8	4T16	8.04	30

VIII.5.3.3.5 Vérification vis-à-vis de l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

- Calcul de la profondeur (la position de l'axe neutre) :

$$\frac{bx^2}{2} + n.A'_s(x - c') - n.A_s(d - x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \\ x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \end{cases}$$

- Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A'_s(x - c')^2 + n.A_s(d - x)^2$$

- Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x$$

- Calcul de σ_{bc}^- :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x)$$

- Calcul de σ_s^- :

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s^- = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ MPa} \\ \eta = 1.6 : \text{HA} \end{array} \right\} \sigma_s^- = 250 \text{ MPa}$$

$$110\sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \text{ MP}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

✚ Travée :

Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	X(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
X-X	94.64	8.04	0	10.27	26673.83	3.64	232.74	Vérifiée
Y-Y	93.20	8.04	0	10.27	26673.83	3.61	230.28	Vérifiée

✚ Appui :

Tableau VII.7: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	X(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
X-X/Y-Y	55.67	8.04	0	10.27	26673.83	2.14	136.9	Vérifiée

VIII.5.3.3.6 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

On calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{191,35 \times 10^3}{1000 \times 600} = 0.319 \text{ Mpa}$$

$$0.319 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

VIII.5.3.3.7 Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

❖ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{600}{1000} = 1.1 \text{ mm}$$

❖ Calcul de la flèche :

$$E_i = 10818.86$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(1)(0.15)^3}{12} = 2.81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Donc: } f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = 0.059 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ La condition est vérifiée

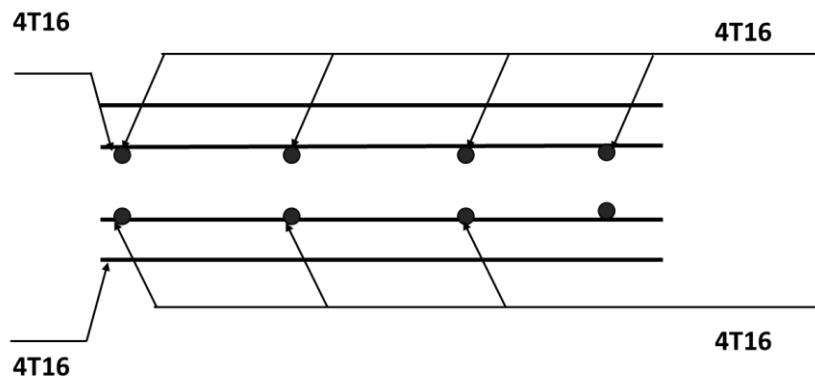


Figure VII. 3 : Ferrailage de le radier

VIII.6 Voile périphérique :

VIII.6.1 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.

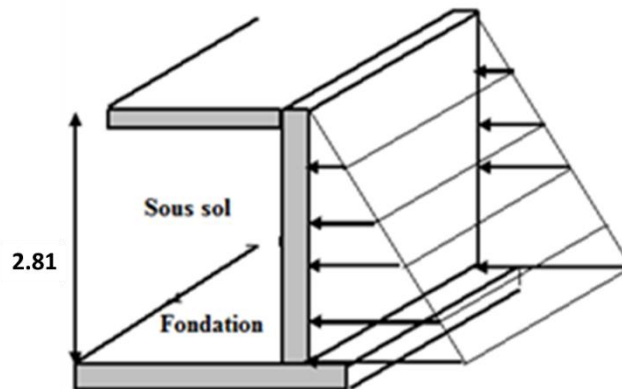


Figure VII.4 : Evaluation des charges.

VIII.6.2 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges sont prises uniformément réparties sur une bande de 1m se situant à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 2,73 \text{ m}$; $L_y = 6,00 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$

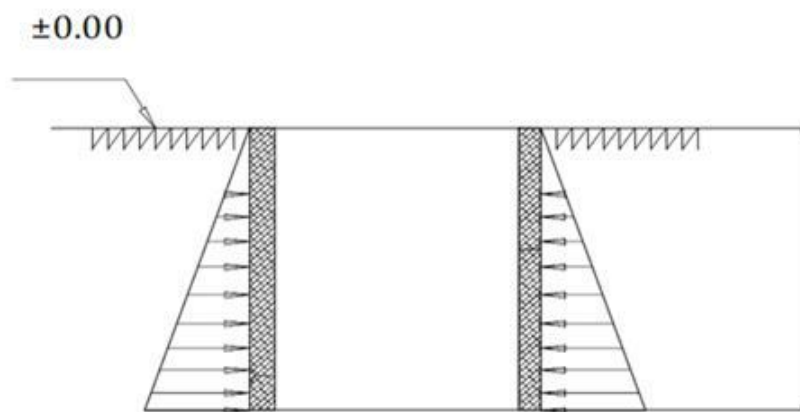


Figure VII.5: Poussées des terres.

La charge des poussés des terres est donné par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

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.

$$\varphi = 26.69^\circ \rightarrow A = f(\varphi) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.380$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 27.68 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_u = 1.35 \times 27.68 = 37.39 \text{ KN/ml}$$

VIII.6.3 Efforts dans le voile périphérique [2] :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.81}{6.00} = 0.46 > 0.4 \rightarrow \text{La travaille dans les deux sens :}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « BAEL91 modifié 99 ».

$$\rho = 0.46 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.1022 \times 37.39 \times 2.73^2 = 28.48 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.2500 \times 28.48 = 7.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Moments en travées :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.85 M_x = 24.21 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.85 M_y = 6.052 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

– Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 14.24 \text{ KN.m}$$

VIII.6.4 Ferrailage du voile périphérique :

$$b = 100\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; f_e = 500\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa} ;$$

$$\sigma_s = 435\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	X-X	24.21	3.18	7T12	7,92
	Y-Y	6.052	0,78	7T12	7,92
Appui	X-X/Y-Y	14.24	1,85	7T12	7,92

VIII.6.5 Condition exigée par le RPA99/version2024 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$\begin{cases} A_L \geq 0.1 \times 20 \times 100 \div 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \\ A_T \geq 0.1 \times 20 \times 100 \div 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \end{cases}$$

VIII.6.6 Condition de non fragilité [2] :

$$A_{s_{\min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.6.7 Vérification de l'effort tranchant [2] :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{Q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{37.39 \times 2.73 \times 6}{2 \times 2.73 + 6} = 53.44\text{KN}$$

$$T_y = \frac{Q_u L_x}{3} = \frac{53.44 \times 2,73}{3} = 48.63\text{KN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 53.44\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{53.44 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.30\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{verifié}$$

VIII.6.8 Vérification a l'ELS :**VIII.6.8.1 Evaluation des sollicitations a l'ELS :**

$$Q_{ser} = Q = 27.68 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.73}{6.00} = 0.46 > 0.4 \rightarrow \text{La travaille dans les deux sens :}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « BAEL91 modifié 99 ».

$$\rho = 0.46 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.1051 \times 27.68 \times 2.73^2 = 21.68 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.3319 \times 27.68 = 7.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Moments en travées :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.85 M_x = 18.43 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.85 M_y = 6.12 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

– Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 10.84 \text{ KN.m}$$

VIII.6.8.2 Vérification des contraintes [2] :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Cas de fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 333.333 \text{ MPa} \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta} f_{tj} = 201.633 \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \eta = 1.6 : \text{HA} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 0.9 : Vérification des contraintes de béton a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Travée	X-X	18.43	7T12	4.18	15	Vérifié
	Y-Y	6.12	7T12	1,39		Vérifié
Appuis	X-X/Y-Y	10.84	7T12	2.46		Vérifié

Tableau 0.10 : Vérification des contraintes d'aciers a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Observation
Travée	X-X	18.43	7T12	143.80	250	Vérifié
	Y-Y	6.12	7T12	47.75		Vérifié
Appuis	X-X/Y-Y	10.84	7T12	87.58		Vérifié

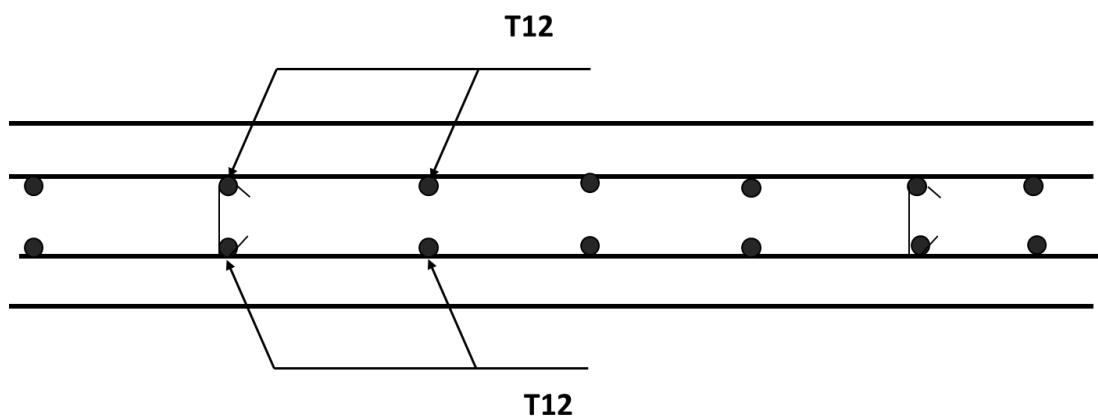


Figure VII. 6 : Ferrailage du Voile périphérique

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques de base lors d'une construction, les logiciels de calcul comme le ETABS, Auto-CAD ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul et la conception d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

D'une part (la stabilité) : le contreventement et la disposition des Poteaux et Voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures. Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire pour l'ouvrage. Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour Obtenir une :

- Structure de bonne stabilité.
- Structure économique.

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur

Bibliographie

1. **BAEL 91 modifié 99**, DTU associés, par Jean pierre Mougins, deuxième Edition eyrolles 2000..... [1]
2. Règles parasismique Algérienne **RPA version 2024** ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48) [2]
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93** [3]
4. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, **DTR B C 2 2**.....[4]
5. **DTR B-C 2.42** Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché... [5]