



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présentée par : **Rebhi Hasnaâ Samia**
Loudjani Samira

Thème

**Influence des propriétés mécaniques du béton sur le
comportement d'une structure en béton armé (R+8)**

Soutenu le, **11-06-2023**

Devant le Jury :

Dr. Boubekour Toufik	Président	M.C.A	Univ-Tissemsilt
Dr. Bouzid Haytham	Encadreur	M.C.A	Univ-Tissemsilt
Dr. Bouraada Fouad	Examineur	M.C.A	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2022-2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Dr·BOUZID Haytham** pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

*Un grand remerciement au **Dr·Bourada Fouâd** pour tous ses efforts, son aide et ses conseils précieux durant nos années d'études.*

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

Dédicaces

Je tiens c'est avec grande plaisir que je dédie ce modeste travail :

A l'être le plus cher de ma vie, ma mère.

A celui qui m'a fait de moi une femme, mon père

« Dieu ait son âme »

A Mes chers frères et Sœurs.

A toute la famille LOUDJANI et TOUREK sans exception.

A celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout

au long de ce projet : D.LAMINE

A tous mes amis de promotion de 2ème année Master GC.

Toute personne qui occupe une place dans mon cœur

A tous ceux que je porte dans mon cœur

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout

réussite.

En fin, je remercie mon binôme Hasnaâ Samia ,qui a

contribué à la réalisation de ce modeste travail.

SAMIRA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a ceux qui m'ont offert cette occasion :

A ma mère ; qui n'a jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mon cher père ; qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A tous mes frères et sœurs ; qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour et pour ses soutiens moral.

*A toute la famille **REBHI**.*

A ma chère binôme « Samira », pour sa entente et sa sympathie.

A tous ceux que je porte dans mon cœur...

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et réussite.

HASNAA

Résumé

Ce Projet est une étude détaillée d'un bâtiment composé d'un rez- de-chaussée +8 étages qui a réalisée dans l'état de Tissemsilt, classé dans la zone sismique IIa, selon les règlements sismiques algériens **RPA 2003**. la résistance du béton à la compression a été variée pour conclure le type du béton qui sera avantageux. Dans ce cadre, la résistance est prise égale à 25MPa et 40MPa.

Cette étude comprend en premier lieu le coté théorique, caractéristiques techniques et matériaux utilisées et les hypothèses de calcul, en deuxième lieu les calculs et le pré-dimensionnement des éléments structuraux selon les différents règlements, ensuite l'étude des éléments secondaires du bâtiment et l'étude dynamique du bâtiment, en utilisant logiciel (**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**) suivi par le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles) du bâtiment ,et en dernier lieu inclut l'étude des fondations ou un radier général est adopté.

Les résultats de cette recherche ont montré que l'utilisation d'un béton avec une résistance de 40MPa donne plusieurs avantages, où il réduit les efforts et les quantités des matériaux utilisés.

Mots clés : Béton Armé, Bâtiment, Comportement, Résistance de béton , l'étude comparative .

المخلص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لبناية تتألف من طابق أرضي + 8 طوابق، تم انجازها بولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIa** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل **RPA 99 Version 2003** تم انجاز الدراسة بقيمتين لمقاومة الخرسانة للضغط لتحديد أيهما ستتعرض بالإيجاب حيث تم أخذها تساوي 25 و 40 ميجا باسكال.

تضمنت هذه الدراسة في المقام الأول الجانب النظري (الخصائص الهندسية، خصائص المواد المستخدمة، فرضيات الحساب)، ثانيا حساب الأبعاد الأولية للعناصر (الأعمدة، الروافد) ثم دراسة العناصر الثانوية للمبنى والدراسة الديناميكية باستخدام برنامج **(Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014)**، متبوعا بحساب تسليح العناصر الأساسية للمبنى وأخيرا شملت دراسة الأساسات حيث تم اعتماد أساس شامل.

أظهرت النتائج أن استعمال مقاومة ب 40 ميجا باسكال أعطى العديد من الايجابيات حيث قلل من القوى الخارجية و قلل من استهلاك الخرسانة و حديد التسليح.

الكلمات المفتاحية :

الخرسانة المسلحة، الأبعاد، بناية مقاومة الخرسانة، الدراسة مقارنة، سلوك.

Abstract

This Project is a detailed study of a building consisting of a ground floor +8 floors which was carried out in the state of Tissemsilt, classified in seismic zone IIa, according to the Algerian seismic regulations RPA 2003. The compression strength of the concrete has been varied to conclude the type of concrete that will be advantageous. In this context, the strength is taken as equal to 25MPa and 40Mpa .

This study contains in the first place the theoretical side and technical characteristics, the properties of the used materials and the calculation hypotheses , secondly the calculation and pre-sizing of the structural elements according to various regulations ,then the study of the secondary elements off the selected building and the dynamics study of the building, using the software (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014) ,followed by the reinforcement calculation of the structural elements of the building(beams , columns, walls),and lastly includes the study of the foundations, where a general raft is adopted.

The results of this research showed that the use of a concrete with a resistance of 40MPa gives several advantages, where it reduces the efforts and the quantities of the materials used.

Key words: Reinforced concrete, Building, Behavior, Concrete strength, Comparative study.

Sommaire

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Notions et symboles

Introduction générale.....01

Chapitre I:Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1.Introduction.....03

I.2.Présentation de l'ouvrage.....03

I.3. Caractéristiques géométriques03

I.4. Conception de la structure04

I.4.1. Ossature de l'ouvrage04

I.4.2. Plancher04

I.4.3. Escalier04

I.4.4. Maçonnerie05

I.4.5. Revêtement05

I.4.6. Acrotères05

I.4.7. Fondation05

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux06

I.5.1. Le Béton06

I.5.1.1. Les matériaux composant le béton06

I.6. Dosage et composition du béton06

I.7. Résistances mécaniques du béton07

I.7.1. Résistance à la compression : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1]).....07

I.7.2. Résistance à la traction : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1]).....07

I.8. Déformation et contraintes de calcul08

I.8.1 Etat limite de résistance :(BAEL 91 [ART 4.3.41]).....08

I.8.2-Contrainte admissible de cisaillement : (BAEL 91 [ART 5.1.211]).....09

I.8.3. Modules de déformation longitudinale du béton10

I.8.4. Coefficient de poisson : (BAEL 91 [ART 2.1.3]).....10

I.9. Les Aciers10

I.9.1. Caractéristiques des aciers utilisés.....11

I.9.2.Diagramme déformation - contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\epsilon\%)$11

I.9.3.Contraintes limites de traction des armatures.....12

I.9.4. Etats limites13

I.9.4.1. ELUR13

I.9.4.2. ELS14

I.10. Conclusion20

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments de la structure

II.1 : Introduction.....	23
II.2. Pré dimensionnement des Planchers.....	23
II.2.1. Planchers à corps creux	23
II.3. Evaluation des charges	24
II.3.1. Charges Permanentes	24
II.3.1.1. Plancher Terrasse Accessible	24
II.3.1.2. Plancher Etage Courant (corps creux).....	25
II.3.2. Charge D'exploitation (D'après le DTR BC 2.2)	25
II.3.3. Maçonnerie	25
II.3.4.Charges d'exploitation	26
II.3.4.1 .Loi de dégression des charges d'exploitations	27
II.4. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux.....	28
II.4.1. Pré-dimensionnement Des Poutres.....	28
II.4.2. Poutres principales	28
II.4.3. Poutres secondaires	28
II.5. Conclusion	29
II.6.Pré dimensionnement des poteaux	29
II.6.1. Poteau le plus sollicité	30
II.6.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage.....	31
II.6.1.3.Effort normal ultime due à chaque niveau	31
II.6.1.4.Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003).....	32
II.7. Les poutrelles	32
II.8. Pré-dimensionnement Des Voiles	33
II.9. Pré-dimensionnement de l'escalier	34
II. 9.1. Introduction	34
II.9.1.1. Inclinaison de la paillasse	36
II.9.1.2. Epaisseur de la paillasse	36
II.9.1.3. Epaisseur du palier	36
II.9.1.4. Evaluation des charges et des surcharges	37
II.10. Pré-dimensionnement de la poutre palière	38
II.11. Pré-dimensionnement de l'Acrotère	38
II.11.1. Introduction	38
II.12. Balcon.....	39
II.12.1. Introduction	39
II.12.2. Descente de charge (Balcon)	40
II.13. Conclusion	41

III.1 : Introduction.....	44
III.2. Ferrailage des escaliers	44
III.2.1. Calcul du moment maximal en travée et efforts tranchants à l'E.L.U	44
III. 2.2. Ferrailage de l'escalier	46
III.2.2.1. Ferrailage de l'escalier pour $f_{c28}=25\text{MPa}$	46
III.2.2.2. Les vérifications	47
III.2.2.3. Ferrailage de l'escalier pour $f_{c28}=40\text{MPa}$	47
III.2.2.4. Les vérifications	48
III.2.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	48
III.2.4. Vérification de La flèche : (selon le B.A.E.L 91)	49
III.2.5. Ferrailage de La poutre palière	49
III.2.6. Calcul de la poutre palière à la torsion	54
III.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement	54
III.3. Ferrailage des plancher	56
III.3.1. Introduction	56
III.3.2. Méthode de calcul des poutrelles	56
III.3.2.1. Méthode forfaitaire	56
III.3.2.2. Méthode de Caquot	57
III.3.2.3. La méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mougin »)	58
III.3.3. Calcul du ferrailage des poutrelles (E.L.U)	61
III.3.3.1. Etude des poutrelles planchers RDC+ étages courants	62
III.3.3.2. Etude des poutrelles planchers Terrasse.....	71
III.3.3.3. Calcul le ferrailage de la dalle de compression	72
III.4. Acrotère	74
III.4.1. Calcul des sollicitations	74
III.4.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	75
III.4.3. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section	76
III.4.4. Calcul du ferrailage (E.L.U)	77
III.4.5. Vérification de l'existence des armatures comprimée A_{sc}	77
III.4.6. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire	77
III.4.7. Vérification a l'E.L.S.....	78
III.4.7.1. Vérification des contraintes (E.L.S.)	78

III.4.7.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	79
III.4.7.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}	79
III.4.7.4. Contrainte de cisaillement	79
III.5. Balcon	80
III.5.1. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max	80
III.5.2. Ferrailage du balcon	80
III.5.2.1. Contrainte de cisaillement	81
III.5.2.2. Contrainte d'adhérence	81
III.5.2.3. La vérification des contraintes à l'E.L.S	81
III.5.2.4. Vérification de la flèche	82
III.6. L'ascenseur	84
III.6.1. Pré-dimensionnement	84
III.6.2. Détermination des charges et surcharges	84
III.6.3. Combinaison des charges	85
III.6.4. Calcul des efforts	85
III.6.5. Ferrailage de la dalle	85
III.6.6. Vérification	86
III.7. Conclusion	90
Chapitre IV: Etude sismique	
IV.1. Introduction.....	93
IV.2. Méthode de calcul	93
IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale	94
IV.3.1. Principe de la méthode	94
IV.3.2. Spectre de réponse de calcul	94
IV.3.3. Nombre de mode à considérer	94
IV.4. Calcul de l'effort sismique à la base	95
IV.4.1. Calcul de la force sismique totale	95
IV.4.2. Détermination de poids (Wt) de la structure	97
IV.4.3. Le comportement de la structure avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$	98
IV.4.3.1. Le comportement de la structure sans voiles	99
IV.4.3.2. Le comportement de la structure avec les voiles	100
IV.4.3.3. Vérification générale de la structure	102
IV.4.3.4. Le comportement de la structure	105
IV.4.4. Le comportement de la structure avec $f_{c28} = 40\text{MPa}$	113

IV.4.4.1. Le comportement de la structure sans voiles	113
IV.4.4.2. Le comportement de la structure avec les voiles	115
IV.4.4.3. Vérification générale de la structure	117
IV.5. Conclusion	122

Chapitre V: Etude des portiques

V.1. Introduction.....	124
V.2. Ferrailage des poutres	124
V.2.1. Méthode de calcul	124
V.2. 2. Les armatures longitudinales.....	124
V.2. 2.1. Sens longitudinal : « poutre secondaire»	125
V.2.2. 2.Sens transversal : « poutre principale»	125
V.2.3. Ferrailage des poutres pour $f_{c28}=25$ Mpa.....	125
V.2.3.1. Exemple de calcul	125
V.2.3.2. Les vérifications	126
V.2.4. Ferrailage des poutres pour $f_{c28}=40$ Mpa.....	131
V.3. Ferrailage des poteaux	132
V.3.1. Méthode de calcul	132
V.3.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003).....	132
V.3.3. Ferrailage des poteaux avec $f_{c28}=25$ Mpa.....	133
V.3.3.1. Exemple de calcul.....	134
V.3.3.2.Les vérifications	136
V.3.4. Ferrailage des poteaux avec $f_{c28}=40$ Mpa.....	139
V.4. Etudes des voiles.....	141
V.4.1. Le système de contreventement	141
V.4.2. La méthode de calcul	142
V.4.3.Ferrailage des voiles	144
V.4.3.1.Exemple de calcul	144
V.4.3.2. Disposition des armatures	146
V.4.3.3. Ferrailage du voile avec $F_{c28} = 40$ Mpa	147
V.5. Conclusion	151

Chapitre VI: Etude des fondations

VI.1. Introduction.....	153
VI.1.1.Calcul des fondations.....	153
VI.1.2. Choix de type de fondation	153
VI.2. Calcul du radier	154
VI.3. Calcul du radier pour $F_{c28}=25$ Mps	155
VI.3.1. Surface nécessaire	155
VI.3.2. Calcul de débordement D.....	156
VI.3.3. Pré dimensionnement de radier.....	156
VI.3.4 Détermination de la hauteur de la poutre de libage	157
VI.3.4.1 Vérification des contraintes	157
VI.3.4.2.Evaluation des charges pour le calcul du radier	158
VI .3.4.3. Ferrailage du radier	158
VI.3.4.4.Ferrailage des poutres de libages	160
VI.3.4.5. Armature de peau	163
VI.3.4.6. Contrainte de cisaillement	163
VI.3.4.7.Armatures transversales	164
VI.4. Calcul du radier pour $F_{c28}=40$ Mpa	164
VI.4.1. Surface nécessaire	164
VI.4.2. Calcul de débordement D.....	164
VI.4.3. Pré dimensionnement de radier.....	165
VI.4.4 Détermination de la hauteur de la poutre de libage	165
VI.4.4.1 Vérification des contraintes	165
VI.4.4.2.Evaluation des charges pour le calcul du radier	166
VI .4.4.3. Ferrailage du radier	166
VI.4.4.4.Ferrailage des poutres de libages	167
VI.4.4.5. Armature de peau	169
VI.4.4.6. Contrainte de cisaillement	170
VI.4.4.7.Armatures transversales	170
V.5. Conclusion	172

Liste des tableaux :

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Tableau I-1: Caractéristiques géométriques.....	03
Tableau I-2: Dosage et composition du béton.....	06
Tableau I-3: Caractéristiques des aciers utilisés.....	11
Tableau I-4: Contrainte de l'acier et coefficient de sécurité.....	12
Tableau I-5: Règle des trois pivots.....	14
Tableau I-6: Hypothèses de calculs adoptés	15

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau II-1: Charge et surcharge du plancher terrasse.....	24
Tableau II-2: Charge et surcharge du plancher corps creux.....	25
Tableau II-3: Charge et surcharge des murs extérieurs.....	26
Tableau II-4: Charge et surcharge des murs intérieurs.....	26
Tableau II-5: Dégression des charges d'exploitations.....	27
Tableau II-6: Descente des charges de la volée.....	37
Tableau II-7 : Descente des charges du palier.....	37
Tableau II-8: La descende des charges d'une dalle pleine	41

Chapitre III : Ferrailage des éléments non porteurs

Tableau III-1: Schéma statique d'une volée et palier.....	45
Tableau III-2 : Ferrailage de l'escalier pour $f_{c28}=25\text{MPa}$	46
Tableau III-3 : Tableau des vérifications.....	47
Tableau III-4 : Ferrailage de l'escalier pour $f_{c28}=40\text{MPa}$	47
Tableau III-5 : Tableau des vérifications.....	48
Tableau III-6: Ferrailage de la poutre palière.....	48
Tableau III-6 : Vérification des contraintes à l'E.L.S en travée.....	49
Tableau III-7 : Vérification des contraintes à l'E.L.S sur appui.....	49
Tableau III-8 : Vérification de La flèche.....	50
Tableau III-9: Ferrailage de la poutre palière.....	51
Tableau III-10 : Vérification de la contrainte de compression du béton	53
Tableau III-11 : Calcul de la flèche.....	61
Tableau III-12 : Valeurs des rotations pour différentes charges extérieures.....	62
Tableau III-13 : Détermination des différentes sollicitations.....	64
Tableau III-14: Ferrailage des poutrelles (Plancher terrasse).....	71
Tableau III-15: Ferrailage du balcon.....	79
Tableau III-16: Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	80
Tableau III-17: Vérification de la flèche	81

Tableau III-18: Tableau récapitulatif des armatures des balcons.....	82
Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;	
Tableau III-19: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	85
Tableau III-20: Vérification des contraintes de la dalle dans les deux sens	87
Pour : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$;	
Tableau III-21: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	88
Tableau III-22: Vérification des contraintes de la dalle dans les deux sens	88

Chapitre IV: Etude sismique

Tableau IV-1 : Coefficient d'accélération de zone.....	95
Tableau IV-2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	95
Tableau IV-3 : Coefficient de pondération.....	96
Tableau IV-4 : Pourcentage d'amortissement critique.....	97
Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;	
Tableau IV-5 : Le comportement de la structure sans voiles.....	99
Tableau IV-6 : Le comportement de la structure avec voiles.....	101
Tableau IV-7 : Vérification de l'effort tranchant à la base	104
Tableau IV-8 : Vérification de l'effort tranchant à la base après la majoration de la force sismique.	104
Tableau IV-9 : Comportement de la structure après augmentation de la section des poteaux	105
Tableau IV-10 : Tableau récapitulatif après augmentation de la section des poteaux	107
Tableau IV-11 : Tableau récapitulatif de l'effort normal et l'effort tranchant des voiles de contreventement.....	108
Tableau IV-12 : Tableau récapitulatif de l'effort normal et l'effort tranchant des poteaux	108
Tableau IV-13 : Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	109
.....	110
Tableau IV-14 : Vérification de l'effet P- Δ (x-x).....	110
Tableau IV-15 : Vérification de l'effet P- Δ (y-y).....	110
Tableau IV-16 : Vérification au renversement selon le sens x-x.....	111
Tableau IV-17: Vérification au renversement selon le sens y-y	112

Pour : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$;

Tableau IV-18: Le comportement de la structure sans voiles	113
Tableau IV-19: Le comportement de la structure avec voiles	115
Tableau IV-20: Vérification de l'effort tranchant à la base	117
Tableau IV-21: Vérification de l'effort tranchant à la base après la majoration de l'effort sismique	118
Tableau IV-22: Vérification de l'effort normal réduit.....	118
Tableau IV-23: Tableau récapitulatif de l'effort normal et l'effort tranchant des voiles de contreventement	118
Tableau IV-24: Tableau récapitulatif de l'effort normal et l'effort tranchant des poteaux.....	119
Tableau IV-25: Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	119
Tableau IV-26: Vérification de l'effet P- Δ (x-x).....	120
Tableau IV-27: Vérification de l'effet P- Δ (y-y).....	120
Tableau IV-28: Vérification au renversement selon le sens x-x.....	121
Tableau IV-29: Vérification au renversement selon le sens y-y.....	121

Chapitre V: Etude portique

Tableau V-1: Les sections min et max des poutres secondaires.....	125
Tableau V-2: Les sections min et max des poutres principales.....	125
Tableau V-3 : Représente le ferrailage en appuis du plancher R.D.C.....	126
Tableau V-4 : Représente le ferrailage en travées du plancher R.D.C.....	126
Tableau V-5 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres $f_{c28} = 25\text{MPa}$	130
Tableau V-6 : Tableau de ferrailage des poutres pour $f_{c28}=40\text{ Mpa}$	131

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$;

Tableau V-7: Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003).....	133
Tableau V-8: Les Sollicitations des poteaux.....	134
Tableau V-9:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux	138

Pour $f_{c28} = 40\text{MPa}$;

Tableau V-10: Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(V2003)	139
Tableau V-11: Les Sollicitations des poteaux pour	139
Tableau V-12:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux	140
Tableau V-13:Ferrailage du voile (1)	147
Tableau V-14:Ferrailage du voile (2)	148
Tableau V-15:Ferrailage du voile (3)	149

Tableau V-16:Ferraillage du voile (4)	150
Tableau V-17:Tableau récapitulatif du ferraillage des voile	151

Chapitre VI: Etude des Fondations

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$;

Tableau VI-1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.....	159
--	-----

Tableau VI-2 : Ferraillage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.....	162
---	-----

Tableau VI-3 : Ferraillage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.....	163
--	-----

Pour $f_{c28} = 40\text{MPa}$;

Tableau VI-4 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.....	166
--	-----

Tableau VI-5 : Ferraillage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.....	168
---	-----

Tableau VI-6 : Ferraillage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.....	169
--	-----

Liste des figures :

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Figure I-1: Plancher à corps creux.....	04
Figure I-2: Brique creuse.....	05
Figure I-3: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	07
Figure I-4: Diagramme parabole –rectangle des Contraintes– Déformations du béton.....	08
Figure I-5: Diagrammes déformations –contraintes de béton.....	09
Figure I-6: Diagramme déformations – contraintes.....	11
Figure I-7:Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	14
Figure I-8: Vue en plan de Rez de chaussé.....	16
Figure I-9: Vue en plan du 1 ^{er} au 4 ^{ème} étage	17
Figure I-10: Vue en plan du 5 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	18
Figure I-11: Vue en plan de la terrasse	19

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure II-1: Coupe du plancher à corps creux.....	24
Figure II-2: Plancher terrasse.....	24
Figure II-3: Détails Plancher Corps Creux.....	25
Figure II-4 : Détail mur extérieur.....	25
Figure II-5: Détail d'un mur intérieur.....	26
Figure II-6: La surface afférente du poteau.....	30
Figure II-7: Dimensions de la nervure.....	33
Figure II-8: Coupe de voile en élévation.....	34
Figure II-9: Différentes élément d'un escalier.....	35
Figure II-10: Vu en plan de l'escalier.....	36
Figure II-11: Schéma statique de l'escalier.....	36
Figure II-12: Schéma statique de la poutre palière.....	36
Figure II-13 : Schéma statique de l'acrotère.....	38
Figure II-14: Schéma représente les types des balcons	39
Figure II-15: Schéma représente détaille d'une dalle pleine.....	40

Chapitre III : Ferrailage des éléments non porteurs

Figure III-1: Schéma statique des différentes charges d'escalier.....	44
Figure III-2: Diagramme des Moment fléchissant et efforts tranchants de l'escalier.....	46
Figure III-3:Diagramme du moment fléchissant de la poutre palière.....	50
Figure III-4: Ferrailage de la poutre palière.....	53
Figure III-5: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	54
Figure III-6: La poutre palière à la torsion.....	54

Figure III-7 : Les rotations est effectué par la méthode de Mohr.....	60
Figure III-8: Les types des poutrelles.....	62
Figure III-9: Ferrailage de la dalle de compression.....	72
Figure III-10: Dessin de ferrailage des poutrelles.....	72
Figure III-11: Schéma statique de l'acrotère	73
Figure III-12: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	79
Figure III-13: Schéma de ferrailage du : (1) Logia ; (2) Séchoir.....	83
Figure III-14: Vue en plan de dalle machine	83
Figure III-15: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.....	89

Chapitre IV : Etude sismique

Figure IV-1: La structure sans voiles.....	98
Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;	
Figure IV-2 : Le comportement de la structure sans voiles	100
Figure IV-3 : La première disposition des voiles... ..	100
Figure IV-4 : Le comportement de la structure avec les voiles... ..	102
Figure IV-5: Le comportement de la structure après augmentation de la section des poteaux... ..	106
Pour : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$;	
Figure IV-6 : La structure sans voiles	113
Figure IV-7 : Le comportement de la structure sans voiles	114
Figure IV-8: La première disposition des voiles	115
Figure IV-9 : Le comportement de la structure avec voiles	116

Chapitre V : Etude portique

Figure V-1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires $f_{c28} = 25\text{MPa}$	130
Figure V-2: Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires $f_{c28} = 40\text{MPa}$	131
Figure V-3 : Dessin de ferrailage des sections des poteaux $f_{c28} = 25\text{MPa}$	139
Figure V-4 : Dessin de ferrailage des sections des poteaux $f_{c28} = 40\text{MPa}$	140
Figure V-5: Schéma de voile.....	144
Figure V-6: Disposition des armatures verticales dans le voile (1).....	146
Figure V-7 : Disposition du ferrailage du voile (1)	147
Figure V-8: Disposition des armatures verticales dans le voile (2).....	148
Figure V-9: Disposition des armatures verticales dans le voile (3).....	149
Figure V-10: Disposition des armatures verticales dans le voile (4).....	150

Chapitre VI: Etude des Fondations

Figure VI-1 : les types des fondations.....	154.
Figure VI-2 : Schéma de ferrailage du radier	171.
Figure VI-3: Schéma de ferrailage du radier	171.

Notations et symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone.
A_s	Aire d'une section d'acier,
A_t	Section d'armatures transversales,
B	Aire D'une section de béton,
E	Module d'élasticité longitudinale,
E_b	Module de déformation longitudinale du béton,
E_i	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours),
E_s	Module d'élasticité de l'acier,
E_v	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente.
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement.
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_G	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
N	Effort normal

S_t Espacement des armatures transversales,

T Effort Tranchant, période

R Coefficient de comportement

E.L.U Etat limite ultime

E.L.S Etat limite service

En minuscules :

a une dimension

b une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)

d distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême

d' distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême

e épaisseur

f résistance d'un matériau (avec indice), flèche

f_e limite d'élasticité de l'acier

f_{cj} résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours

f_{tj} résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours

f_{c28}, f_{t28} grandeurs précédentes avec j =28 jours

h hauteur totale d'une section de béton armé

i rayon de giration d'une section

j nombre de jours

k coefficient en général

l longueur ou portée (on utilise aussi L)

n coefficient d'équivalence acier-béton

s espacement des armatures en générales

s_t espacement des armatures transversales

x coordonnée en général, abscisse en particulier

y coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie

Profondeur de l'axe neutre

z coordonnée d'altitude

\emptyset	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε'_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{st} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ'_s
φ	Angle de frottement,
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol

Introduction générale

Dans le but d'évaluer l'impact de la variation des caractéristiques mécaniques (résistance en compression du béton,) sur le comportement d'une structure en béton armé, nous avons choisi comme thème de notre projet de fin d'étude l'influence des caractéristiques mécaniques sur le comportement d'une structure en béton armé en R+8 à usage d'habitation.

Ce travail consiste à étudier un bâtiment (**R+8**) à usage d'habitation qui sera implanté à la ville de « **Tissemsilt** » région correspondante à la zone sismique (**IIa**), zone de moyenne sismicité selon le Règlement Parasismique Algérien **RPA 99 version 2003**[1].

L'étude d'un bâtiment en béton armé se compose d'une succession d'étapes dont aucune ne doit être négligée. Après la conception de la forme et des détails, l'étude d'un bâtiment consiste principalement à assurer le conforme et la sécurité. Pour atteindre notre objectif, nous allons répartir le travail en six chapitres intitulés comme suit :

- Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul.
- Pré-dimensionnement et descente de charges.
- Calcul du ferrailage des éléments secondaires.
- Etude dynamique de l'impact sismique.
- Etude des portiques (poutres, poteaux et voiles).
- Etude de l'infrastructure.

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93**[2], Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites **BAEL 91**[3], et aux règles parasismiques Algérien **RPA 99 version 2003** [1].

Dans la conception de ce projet nous avons utilisé plusieurs logiciels qui assurent la fiabilité et la rapidité d'exécution tel que : **Autodesk Robot Structural Analysis 2014**, **AutoCAD V 2013**, **EXCEL V 2007**, **EXPERT2010**, ...etc.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1.Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment(R+8) en béton armé à usage d'habitation à savoir :

- ✓ Du RDC au 8^{ème} étage à usage d'habitation.

Le bâtiment implanté à la commune de Tissemsilt la wilaya de Tissemsilt classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

I.3. Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Dimensions	(m)
Dimension en plan	12,00×25,34
Hauteur totale (avec l'acrotère)	28,54
Hauteur du RDC	3,06
Hauteur des étages courants	3,06

Tableau I-1:Caractéristiques géométriques.

I.4. Conception de la structure :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour plusieurs raisons, à savoir :

- 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).

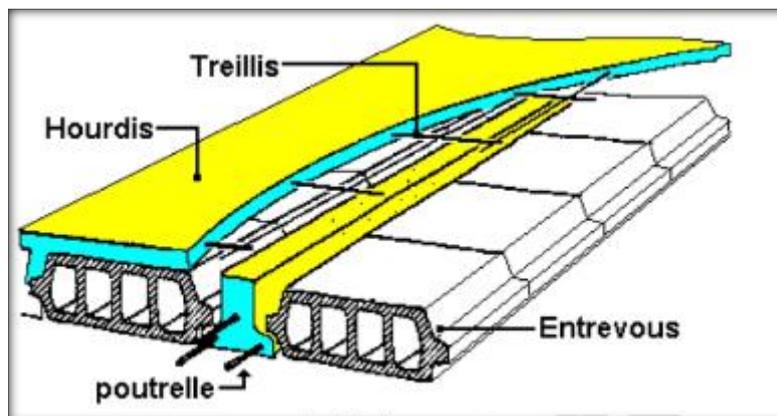


Figure I-1: Plancher à corps creux.

I.4.3. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage réalisé en béton armé coulé sur place.

1.4.4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

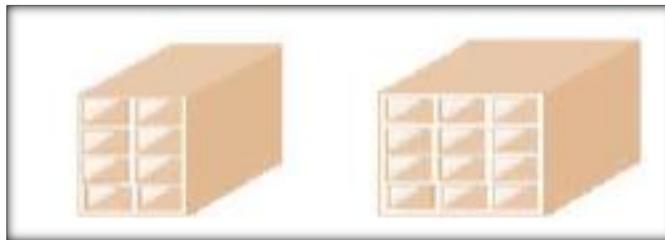


Figure I-2: Brique creuse.

1.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade ;
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

1.4.6. Acrotères :

La terrasse étant accessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 100cm et de 12cm d'épaisseur.

1.4.7. Fondation :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuses, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars, pour un ancrage $h = 2$ m dans le sol naturel

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

I.5.1. Le Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.5.1.1. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

b.1.Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

b.2.Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.6. Dosage et composition du béton :

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m de béton est la suivante :

	Composants	Gravies 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau	
25	Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L	
	Poids (kg)	1200	600	400	180	
40	Volume	760 L	380 L	7 sacs	175L	Adjuvants
	Poids (kg)	1100	700	350	175	

Tableau I-2: Dosage et composition du béton.

I.7. Résistances mécaniques du béton :

I.7.1. Résistance à la compression : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière, elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

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

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour notre étude, on prend : $f_{c28}=25\text{ MPa}$; $f_{c28}=40\text{ MPa}$

I.7.2. Résistance à la traction : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

$$\checkmark f_{t28} = 2,1\text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} = 25\text{ MPa} ;$$

$$\checkmark f_{t28} = 3,0\text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} = 40\text{ MPa} ;$$

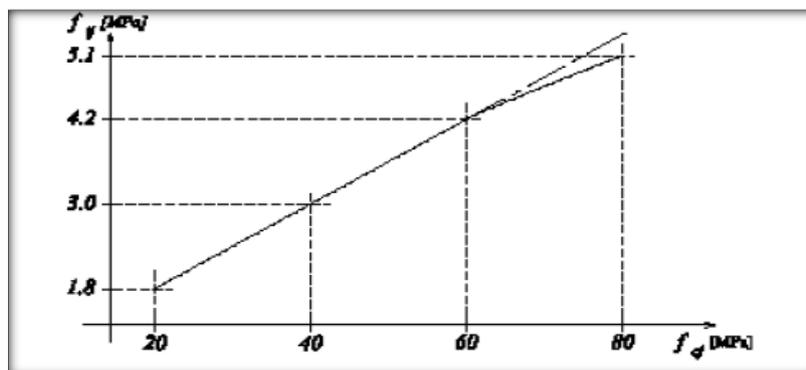


Figure I-3: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

I-8- Déformation et contraintes de calcul :

I.8.1 Etat limite de résistance :(BAEL 91 [ART 4.3.41])

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.

a- Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

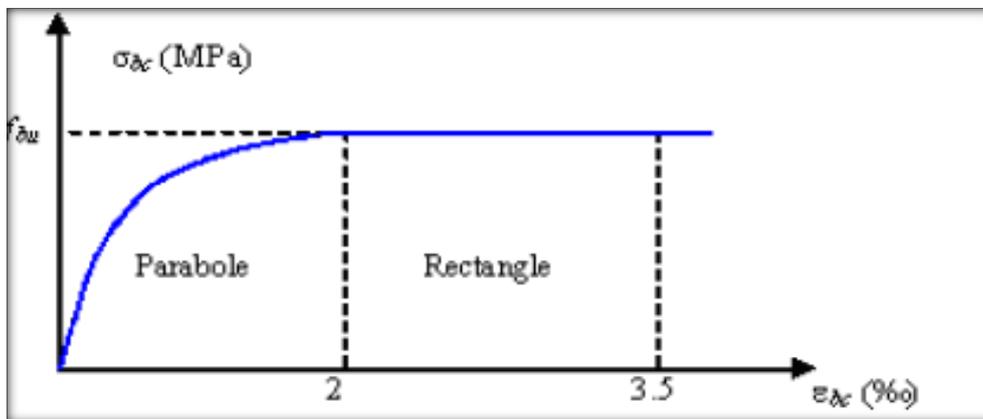


Figure I-4:Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

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

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par les essais sur éprouvettes.

$$f_{bu} = \sigma_b = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \quad \text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \sigma_b = \frac{0,85 \times 40}{1,5} = 22,67 \text{ Mpa pour } : f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

f_{bu} : la valeur de calcul de la contrainte du béton déduite de la formule :

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

Avec :

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

b- Diagramme rectangulaire : (BAEL 91 [ART 4.3.42])

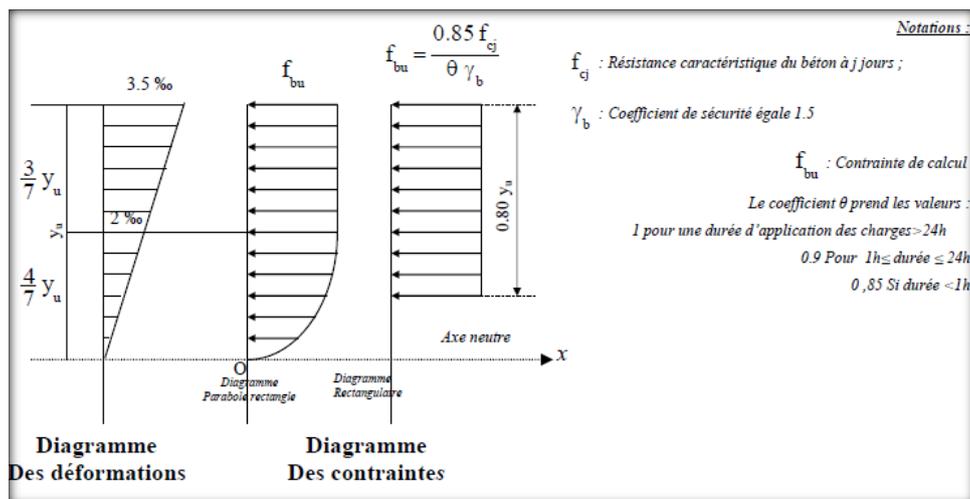


Figure I-5:Diagrammes déformations – contraintes de béton.

I.8.2. Contrainte admissible de cisaillement : (BAEL 91 [ART 5.1.211])

➤ Fissuration peut préjudiciable :

✓ $\tau_u = 3,33 \text{ [MPa]}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

✓ $\tau_u = 5,00 \text{ [MPa]}$ pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$; Déduites de la formule suivante :

$$\tau_u = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$$

➤ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

✓ $\tau_u = 2,5 \text{ [MPa]}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

- ✓ $\tau_u = 4,00$ [MPa] pour $f_{c28} = 40$ MPa ; Déduites de la formule suivante :

$$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$$

I.8.3. Modules de déformation longitudinale du béton :

- Module de déformation instantanée : (BAEL 91 [ART 2.1.1.2])

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} ;$$

- ✓ $E_{i28} = 32164,20$ MPa Pour $f_{c28} = 25$ MPa ;
- ✓ $E_{i28} = 37619,47$ MPa Pour $f_{c28} = 40$ MPa ;

- Module de déformation différée : (BAEL 91 [ART 2.1.2.2])

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} ;$$

- ✓ $E_{v28} = 10818,865$ MPa Pour $f_{c28} = 25$ MPa ;
- ✓ $E_{v28} = 12653,822$ MPa Pour $f_{c28} = 40$ MPa ;

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.8.4. Coefficient de poisson : (BAEL 91 [ART 2.1.3])

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- Le coefficient de poisson sera pris égal à :
 - ✓ $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
 - ✓ $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.9. Les Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.9.1. Caractéristiques des aciers utilisés:

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe[MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration n	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	10 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 %	1,3	1

Tableau I-3:Caractéristiques des aciers utilisés.

I.9.2. Diagramme déformation- contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\epsilon\%)$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes : $\gamma_s=1,15$ cas général ; $\gamma_s=1,00$ cas des combinaisons accidentelles. Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.

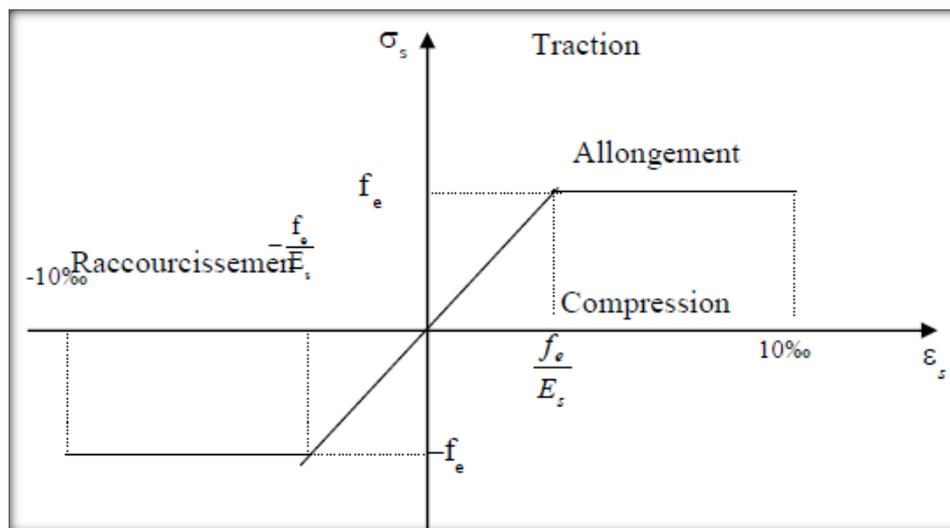


Figure I-6: Diagramme déformations – contraintes.

I.9.3. Contraintes limites de traction des armatures : (BAEL 91 [ART A.4.5.33. P32.P33])**b.1) E.L.U :**

σ_s : contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

	Situation durable ou transitoire	Situation accidentelle
γ_s	1,15	1,00
rond lisse ($f_e = 235$ MPa)	$\sigma_s = 235/1.15 = 204,34$ MPa	$\sigma_s = 235$ MPa
Haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)	$\sigma_s = 400/1.15 = 348$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

Tableau I- 4 : Contrainte de l'acier et coefficient de sécurité.

b.1) E.L.S :

- ✓ Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- ✓ Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa.
- ✓ Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.8f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{Pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 & \text{Pour hautes adhérences avec } \phi \geq 6 \\ \eta = 1,3 & \text{Pour hautes adhérences avec } \phi \leq 6 \end{cases}$$

η : coefficient de fissuration.

Poids volumique :

- Béton armé..... $\gamma_b=25$ kN/m³.
- Béton non armé..... $\gamma_b=22$ kN/m³.
- Acier..... $\gamma_b =78,5$ kN/m³.

I.9.4. Etats limites :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R ;
- Etats limites de service E.L.S.

I.9.4.1. E.L.U.R :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.

I.9.4.1.1. Hypothèses de calcul :(BAEL 91mod99, [ART A.4.3.2. P23])

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à : $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ en flexion composée. $\varepsilon_{bc} = 2\%$ en compression simple ;
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\%$.

I.9.4.1.2. Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
 - Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/00$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/00$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/00$

Tableau I-5: Règle des trois pivots

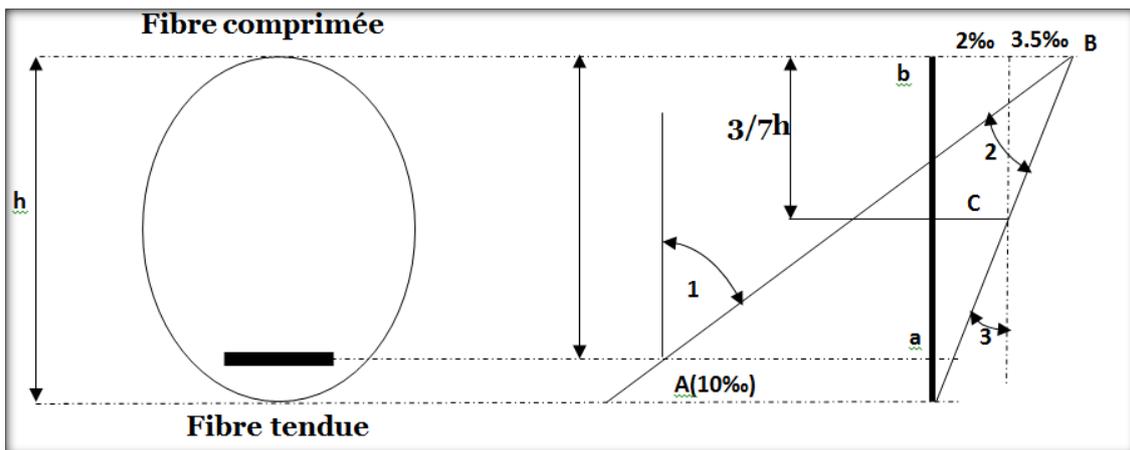


Figure I-7: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- Dans le domaine 01 : le diagramme passe par le point A, qui correspond à un allongement de 10% de l'armature la plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité.
- Dans le domaine 02 : le diagramme passe par le point B, qui correspond à un raccourcissement de 3,5% de la fibre la plus comprimée.
- Dans le domaine 03 : le diagramme passe par le point C, qui correspond à un raccourcissement de 2% du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à $3/7$ de la hauteur total h de la section.

I.9.4.2.E.L.S :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- L'ouverture des fissures ;
- La déformation des éléments porteurs ;
- La compression dans le béton.

I.9.4.2.1. Hypothèses de calcul :

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;

- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton : $\eta = E_s/E_b$ «coefficient d'équivalence ».

I.9.4.2.2.Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : **f_{c28} (Mpa)**
- La résistance à la traction du béton : **f_{t28} (Mpa)**
- Module d'élasticité longitudinal différé : **E_{vj} (Mpa)**
- Module d'élasticité longitudinal instantané : **E_{ij} (Mpa)**
- Limite d'élasticité de l'acier : **$f_e=400$ Mpa.**

f_{c28}(Mpa)	f_{t28}(Mpa)	E_{ij}(MPa)	E_{vj}(MPa)	η
25	2,1	32164,20	10818,865	18
40	3,0	37619,47	12653,822	15

Tableau I-6:Hypothèses de calculs adoptés.

I.9.4.2.3. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

•Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35G+1,5Q$

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : $G+Q$

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{array} \right.$$

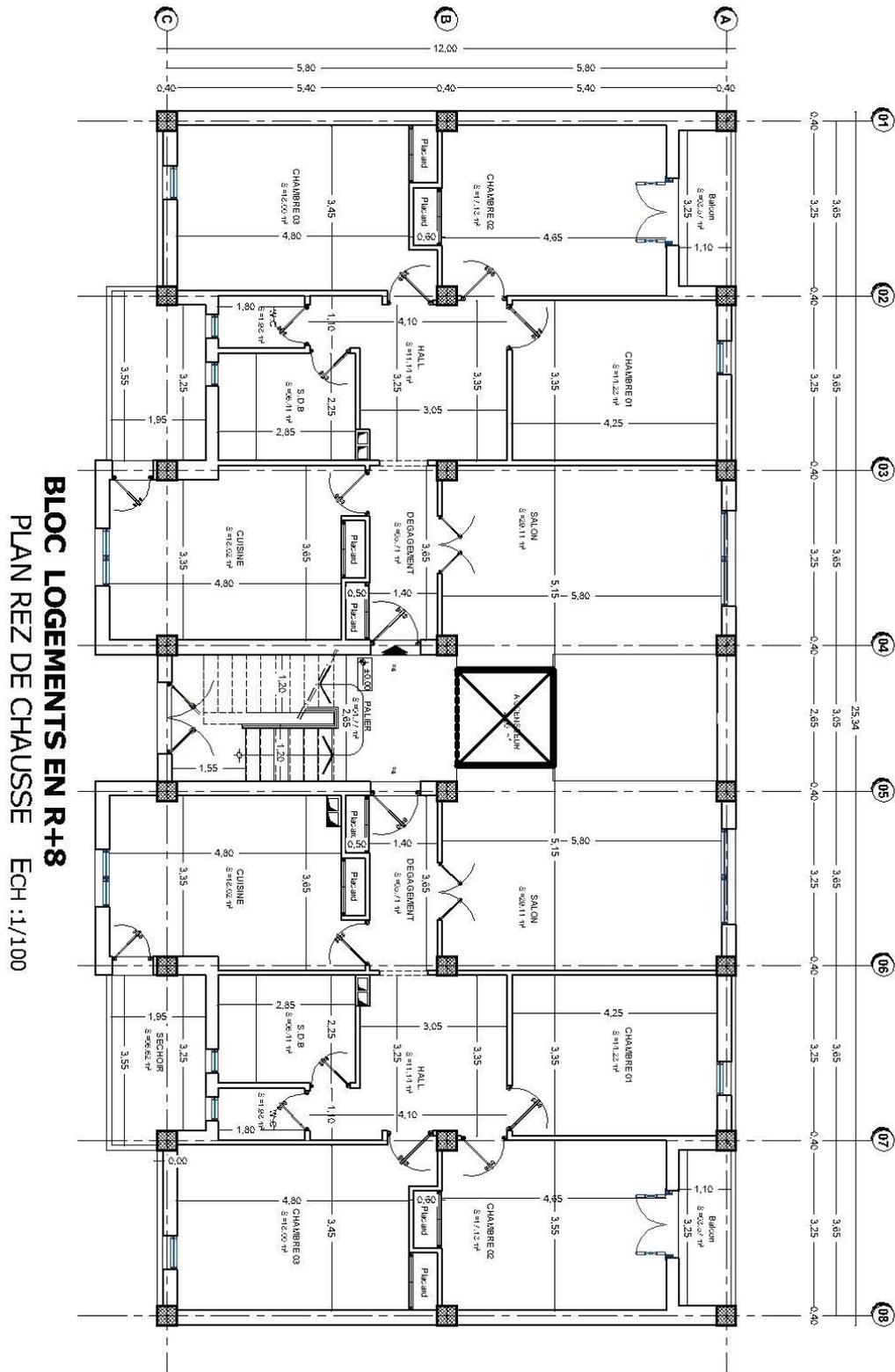


Figure I-8: Vue en plan de Rez de chaussé.

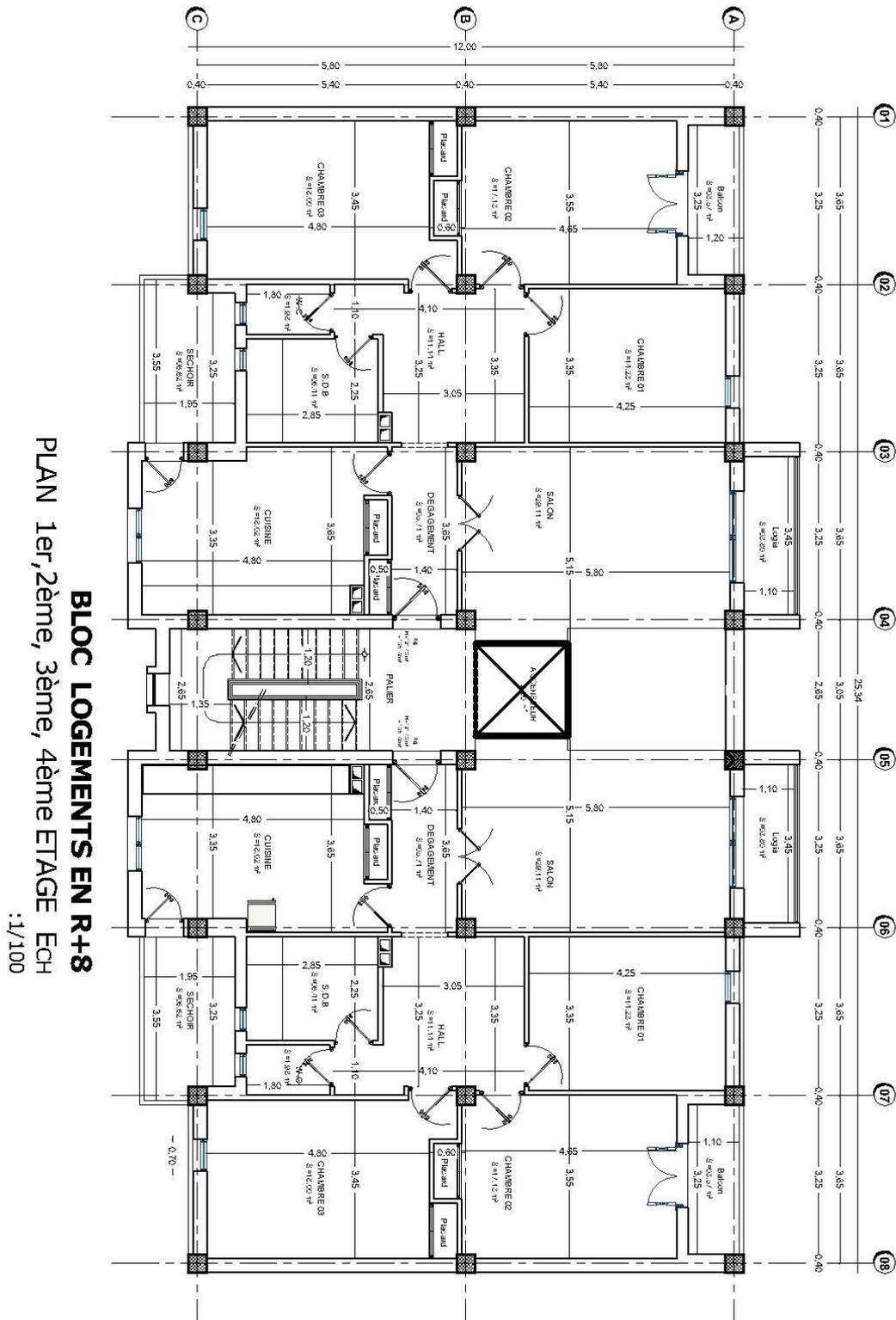


Figure I-9: Vue en plan du 1^{er} au 4^{ème} étage.

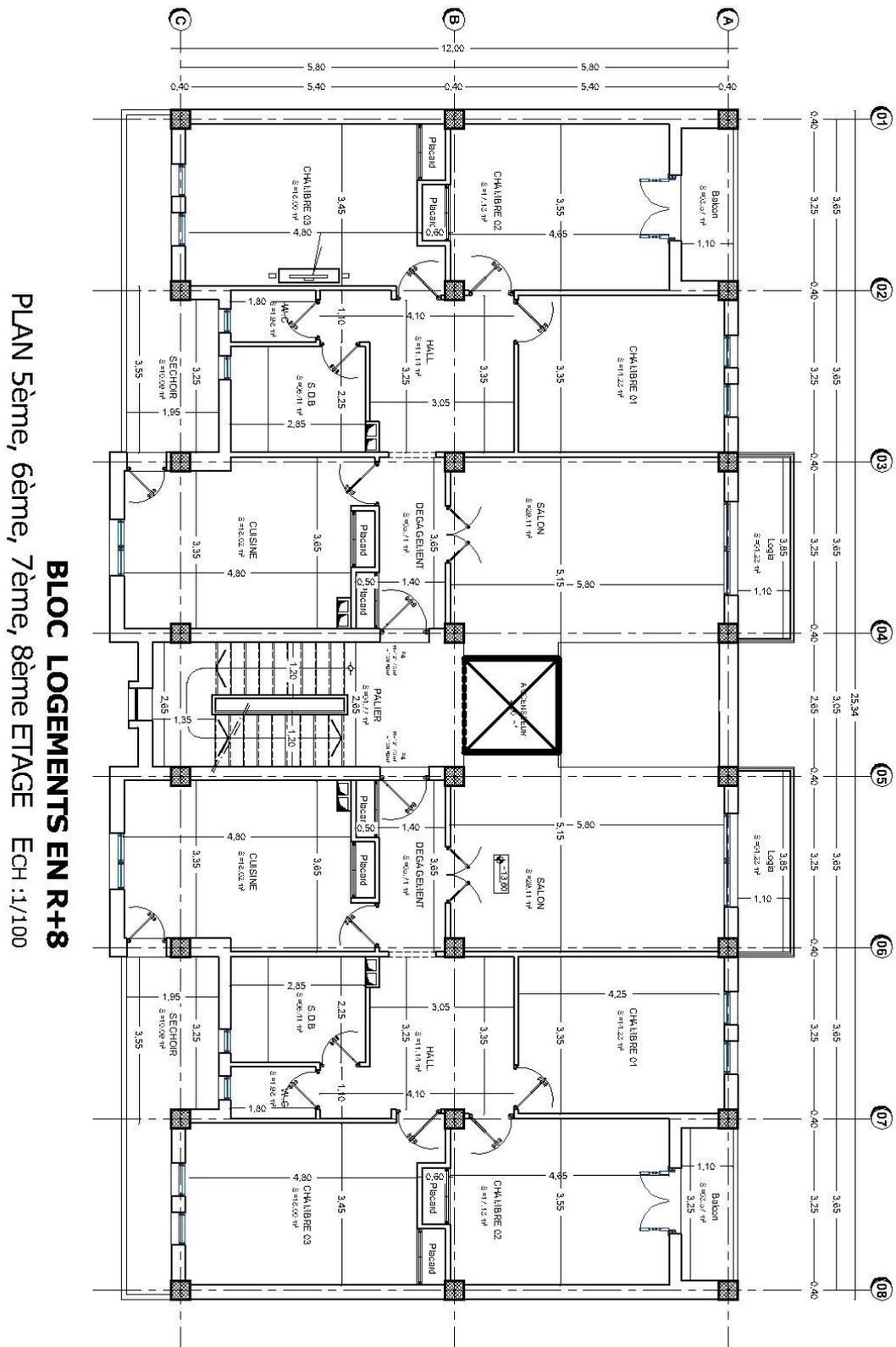


Figure I-10: Vue en plan du 5^{ème} au 8^{ème} étage.

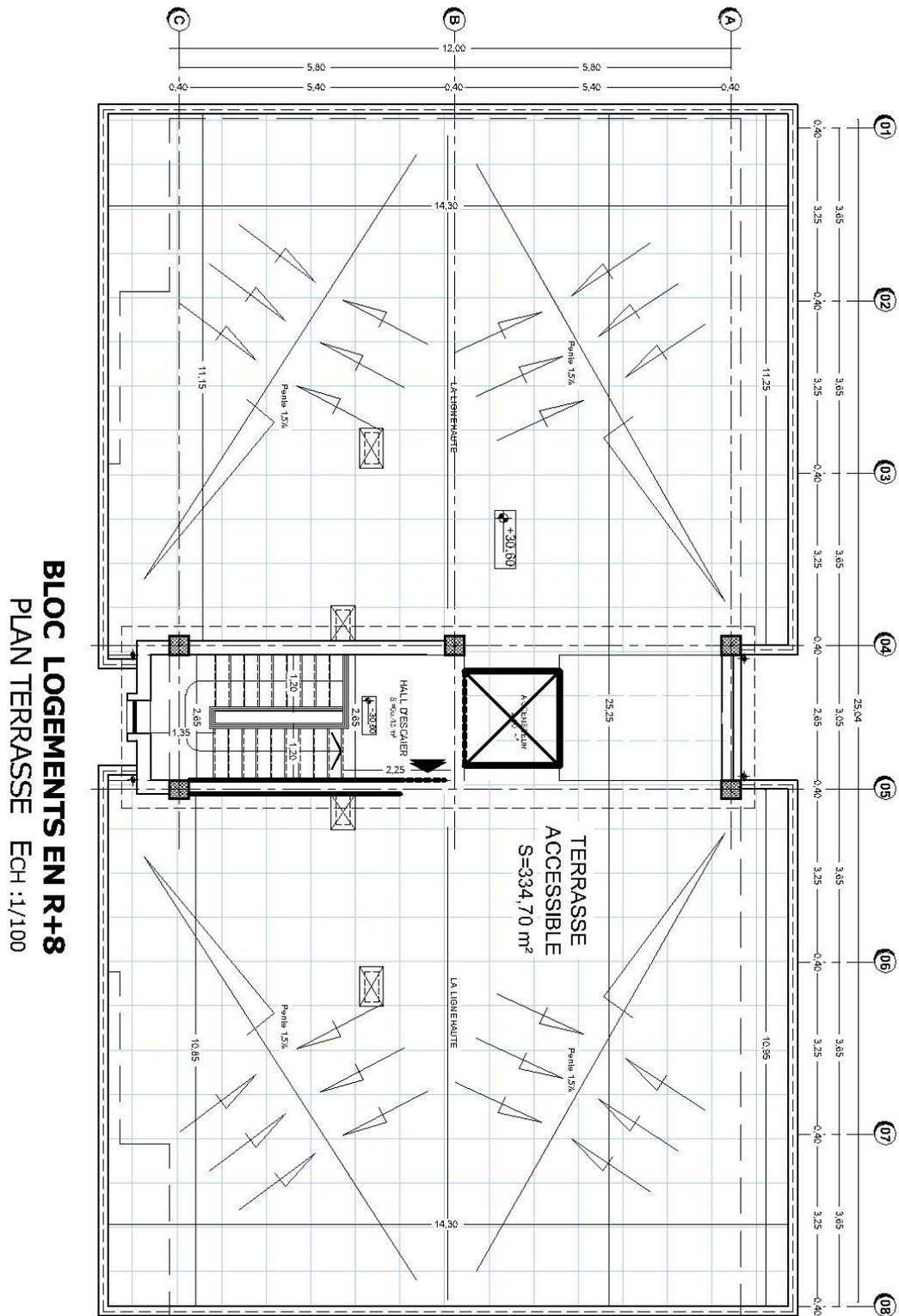


Figure I-11: Vue en plan de la terrasse.

I.10.Conclusion :

Ce chapitre a présenté les données nécessaires pour faire une étude technique complète d'un bâtiment en béton armé. Dans ce cadre, les éléments suivants sont présentés :

- ✓ Le type de la construction ;
- ✓ Les propriétés et les caractéristiques des matériaux adoptés pour la réalisation de la structure sélectionnée à savoir le béton et l'acier ;
- ✓ La forme et les dimensions de bâtiment, ainsi que le système de contreventement adopté.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments de la structure

II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de la structure sélectionnée à savoir : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement selon la préconisation du **B.A.E.L91** et la vérification selon **RPA 99V2003**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

II.2. Prédimensionnement des Planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre structure, on utilise un : **Plancher à corps creux**.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux:** c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles:** ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
- **Dalle de compression:** est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.
- **Treillis soudé :** L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique

suivante : $h \geq \frac{L}{22,5}$ Avec :

h : épaisseur de la dalle de compression+corps creux.

L : la portée maximale de la poutrelle.

On a : L = 3.65 m alors **$h \geq 16,22$ cm**

Donc on adopte une épaisseur de : 16cm ; On prend : $h = (16+4)$ cm

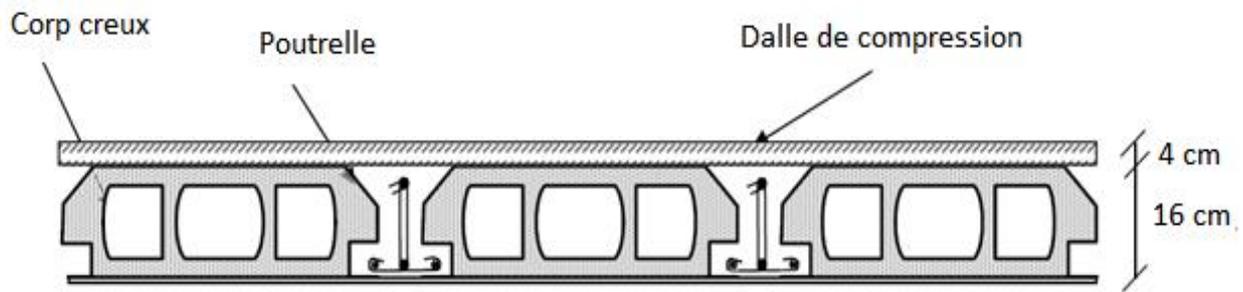


Figure II-1: Coupe du plancher à corps creux.

II.3. Evaluation des charges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Charges Permanentes

II.3.1.1. Plancher Terrasse Accessible :

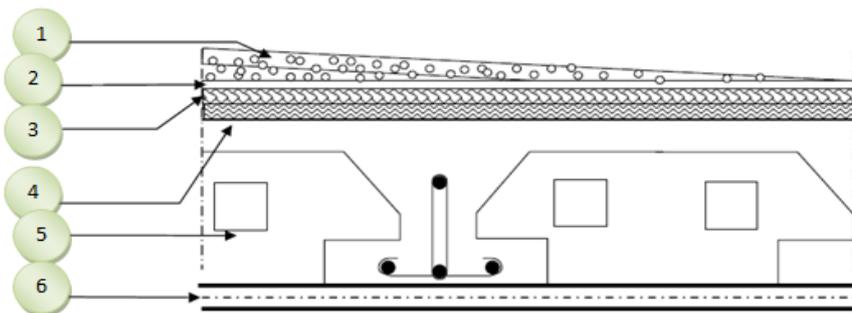


Figure II-2: Plancher terrasse.

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids Surfaccique G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Étanchéité multicouche	0,02	12	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,15	22	3
4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	16+4	/	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Totale			G = 6,68	
			Q = 1,5	

Tableau II-1: Charge et surcharge du plancher terrasse.

II.3.1.2. Plancher Etage Courant (corps creux):

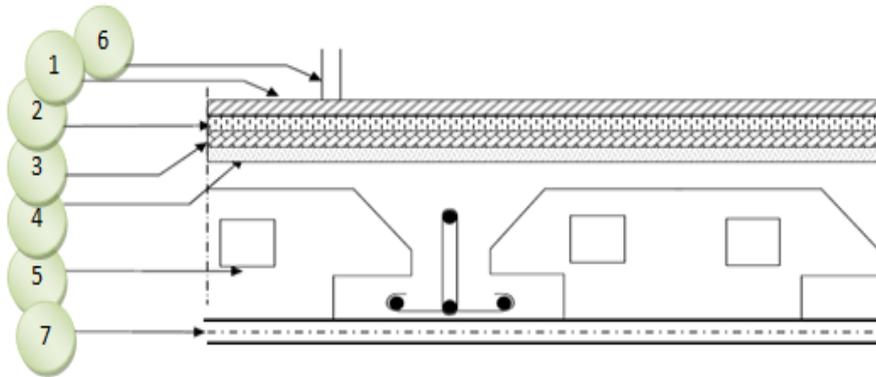


Figure II-3: Détails Plancher Corps Creux.

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids Surfaccique G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	17	0,34
4+5	Plancher à corps creux	16+4	/	2,80
6	Cloison en briques creuses	0,1	9	0,90
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Totale			G = 5,04	
			Q = 1,5	

Tableau II-2 : Charge et surcharge du plancher corps creux.

II.3.2 Charge D'exploitation (D'après le DTR BC 2.2) :

- ✓ Escaliers: $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Balcon acc : $Q= 3,5 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Plancher courant : $Q= 1,5 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Plancher terrasse accessible: $Q= 1,5 \text{ kN/m}^2$

II.3.3. Maçonnerie :

- Murs extérieurs (double cloison) :

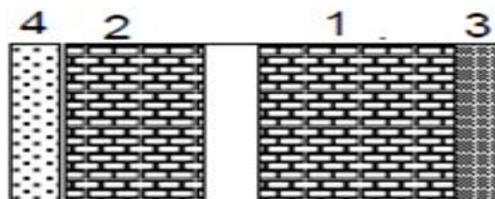


Figure II-4:Détail mur extérieur.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,35
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,02	0,36
4	Enduit intérieur en plâtre	0,02	0,20
5	Ame d'air	0,05	/
Totale	G (RDC, 1^{er} au 8^{eme} étage)	2,81	

Tableau II-3:Charge et surcharge des murs extérieurs.

- Murs intérieurs :

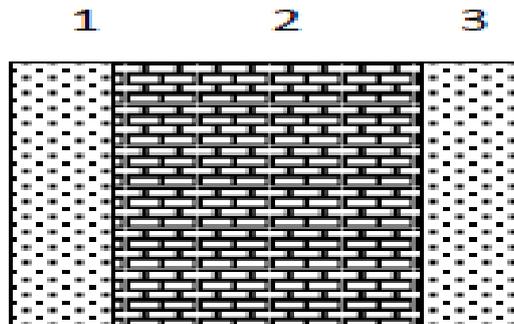


Figure II-5:Détail d'un mur intérieur.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1^{er} au 8^{eme} étage)	1,32	

Tableau II-4:Charge et surcharge des murs intérieurs.

II.3.4.Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

II.3.4.1. Loi de dégression des charges d'exploitations : (d'après DTR article 63)

Dans les bâtiments à usage d'habitation et pour calculer l'ossature on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers, et on détermine comme suit la surcharge Q_i , appliqués sur les différents niveaux.

- Sous terrasse Q_0 ;
- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$;
- Sous l'étage immédiatement inférieur .. $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$;
- Sous le 3^{ème} étage $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$;
- Sous le 4^{ème} étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;
- Sous le 5^{ème} étage et les suivants $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Niveau des planchers	Charges d'exploitations Q_n	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
8	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0 = 1,5$	1,50
7	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	3,00
6	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	4,35
5	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,55
4	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,60
3	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,50
2	Q_6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	8,25
1	Q_7	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	9,00
R.D.C	Q_8	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,6875 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	9,75

Tableau II-5: Dégression des charges d'exploitations.

II.4. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1. Pré-dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré-dimensionnements sont basés sur les deux étapes suivantes :

- 1- Détermination des dimensions ($h \times b$) à partir de formules empiriques
- 2- Vérification des conditions imposées sur ($h \times b$) selon l'RPA 99 V 2003.

❖ Selon les formules empiriques :

- la hauteur h de la poutre doit être $L/16 \leq h \leq L/10$
- La largeur b de la poutre doit être $0,3h \leq b \leq 0,6h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

❖ Selon RPA99V2003 :

On doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 20 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 30 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.2. Poutres principales : $L_{\max} = 580 \text{ cm}$

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ L_{\max} = 540 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 36,25 \text{ cm} \leq h_t \leq 58 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 50 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm} ; \text{ On prend } b = 40 \text{ cm} \end{cases} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,25 \leq 4 \text{ cm} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.4.3. Poutres secondaires : $L_{\max} = 365 \text{ cm}$.

Celui des poutres secondaires, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ L_{\max} = 365 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 22,82 \text{ cm} \leq h_t \leq 36,5 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} ; \text{ On prend } b = 35 \text{ cm} \end{cases} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,15 \leq 4 \text{ cm} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.5. Conclusion :

- La section des Poutres principales est :(40x50)
- La section des Poutres secondaires est :(35x40)

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

Les dimensions des poteaux doivent :

- 1- Respecter les critères de résistance.
- 2- Vérifier les conditions de RPA 99.

On a 2 types de coffrage des poteaux rectangulaire :

Type I : du RDC au 4^{ème} étage

Type II : du 5^{ème} étage au 8^{ème} étage.

a) Détermination de (a) :

$$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{0,7 \times l_0}{i} \leq 50 ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Donc on remplaçant par la valeur de i :

$$\lambda = \frac{lf}{0,289a} = \frac{0,7 \times l_0}{0,289a} \leq 50$$

Avec :

λ : Élançement mécanique d'une pièce comprimée.

L_f : Longueur de flambement = 0,7 L₀.

L_0 : Hauteur libre de poteau.

i : Rayon de giration de la section droite du béton seule.

b) Détermination de (b) :

Selon le BAEL on a : $Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

B_r : Section réduite du poteau ; $B_r = (a - 2)(b - 2) [cm]^2$

A_s : Section d'armature longitudinale ; $A_s = 0,8\% B_r$; Parce que **Zone IIa (RPA 7.4.2.1)**

γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$.

f_e : nuance de l'acier. $f_e = 400$ MPA.

α : Facteur réducteur de Nu, il est en fonction de λ ;

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda^2}{35} \right) \right]}$$

$f_{c28} = 25$ MPA ; $f_{c28} = 40$ MPA ; $f_e = 400$ MPA ; $\gamma_b = 1,50$; $\gamma_s = 1,15$

II.6.1. Poteau le plus sollicité :

On fixe notre choix au poteau axes (B,6) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

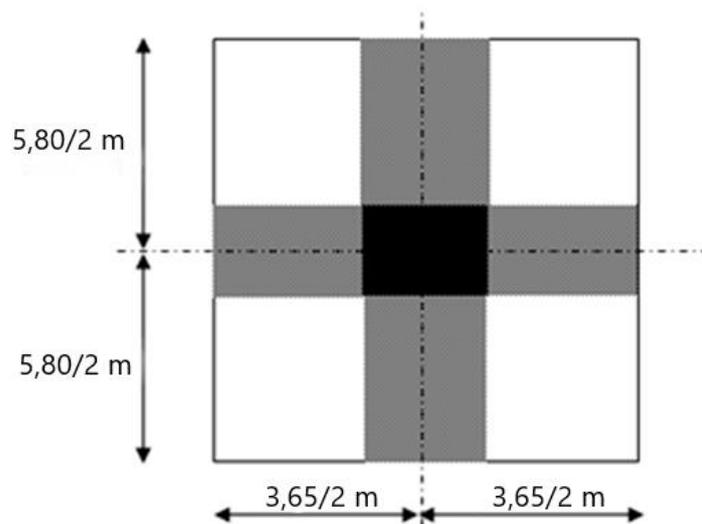


Figure II-6: La surface afférente du poteau.

a) Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas un risque de flambement c'est-à-dire : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times 3,06}{i} ;$$

On a : $L_0 = 3,06$ m ; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 214,2$ cm.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50$$

On prend $a = 40 \Rightarrow \lambda = 18,53 < 50$

b) Détermination de « b » :**➤ Calcul de l'effort normal (Nu) Sollicitant les poteaux :****II.6.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage**

$$S = \left(\frac{5,80}{2} + \frac{5,80}{2} \right) \times \left(\frac{3,65}{2} + \frac{3,65}{2} \right) = 21,17 \text{ m}^2.$$

II.6.1.3.Effort normal ultime due à chaque niveau : NG**➤ Poids propre des plancher terrasse :**

- Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,68 \times 21,17 = 141,42 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC :

- Poids propre du plancher étages courants

$$G_{\text{RDC,ETAGE courants}} \times S = 5,04 \times 21,17 = 107,7 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des poutres principales :

$$- G_{\text{p.principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$- G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,50 \times 0,40 \times \left(\frac{5,8}{2} + \frac{5,8}{2} \right) = 29 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des poutres secondaires :

$$- G_{\text{p.secondeire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L.$$

$$- G_{\text{p.secondeire}} = 25 \times 0,40 \times 0,35 \times \left(\frac{3,65}{2} + \frac{3,65}{2} \right) = 12,77 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre totale :

$$- G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC,etages courants}} \times n + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.secondeire}}) \times n.$$

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants; n=8.

$$- G_{\text{total}} = 141,42 + 107,7 \times 8 + (29 + 12,77) \times 8 = 1337,18 \text{ KN.}$$

➤ Les efforts de compression due aux charges d'exploitation :

$$- Q_{\text{total}} = Q \times S = 9,75 \times 21,17 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 206,41 \text{ KN}$$

➤ Majoration des efforts :

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_g = 1.1 \times 1337,18 = 1470,9 \text{ KN}$$

$$N_q = 1.1 \times 206,41 = 227,05 \text{ KN}$$

l'effort normal Nu : $N_u = 1.35N_g + 1.5N_q = 2326,29 \text{ KN}$

$$B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38(b - 2) \text{ [cm]}^2$$

$$A_s = 0.8\% \times B_r = 0,008 \times [38(b - 2)] = 0,304(b - 2) \text{ [cm]}^2 \quad 0.8\% \text{ carzonella}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18,53}{35}\right)^2} = 0.80$$

Pour : $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

$$2326,29 \leq 0.80 \left[\frac{38(b - 2)25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.304(b - 2)400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 37 \text{ cm}$$

On prend : $b = 40 \text{ cm}$.

Pour : $f_{c28}=40 \text{ MPa}$

$$2326,29 \leq 0.80 \left[\frac{38(b - 2)40}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.304(b - 2)400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 27,61 \text{ cm}$$

On prend : $b = 35 \text{ cm}$.

II.6.1.4. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003)

Dimensions minimaux requis par le (R.P.A99/version 2003)

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \min(a; b) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \min(a; b) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 > \frac{1}{4} \text{ et } \frac{40}{35} = 1,14 > \frac{1}{4} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on adopte :

Type I : du RDC au 4^{ème} étage.

La section du poteau est : **(50x50) cm²**;

Type II : du 5^{ème} étage au 8^{ème} étage.

La section du poteau est : **(40x40)cm²** ;

II.7. Les poutrelles :

D'après les règles (BAEL91), la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de « b_l ».

$$\begin{cases} b_1 \geq (L_n - b_0) / 2. \\ b_1 \geq L / 10. \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0. \end{cases} \quad (\text{A 4.1.3 du BAEL 91})$$

Avec :

L_n : la distance entre axes de nervures ; $L_n = 65\text{cm}$.

L : La portée entre nus d'appuis.

h_0 : La hauteur de la nervure.

b_0 : Épaisseur de la nervure.

On prend : **$b_0 = 12\text{cm}$**

b_1 : doit vérifier les conditions :

$$\begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq 365 / 10 = 36,5 \text{ cm.} \\ b_1 = 8 \cdot 4 = 32 \text{ cm.} \end{cases}$$

$b_1 = \min(26,5 ; 36,5 ; 32) \rightarrow$ on prend **$b_1 = 26,5 \text{ cm}$** .

$b = 2 b_1 + b_0 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$.

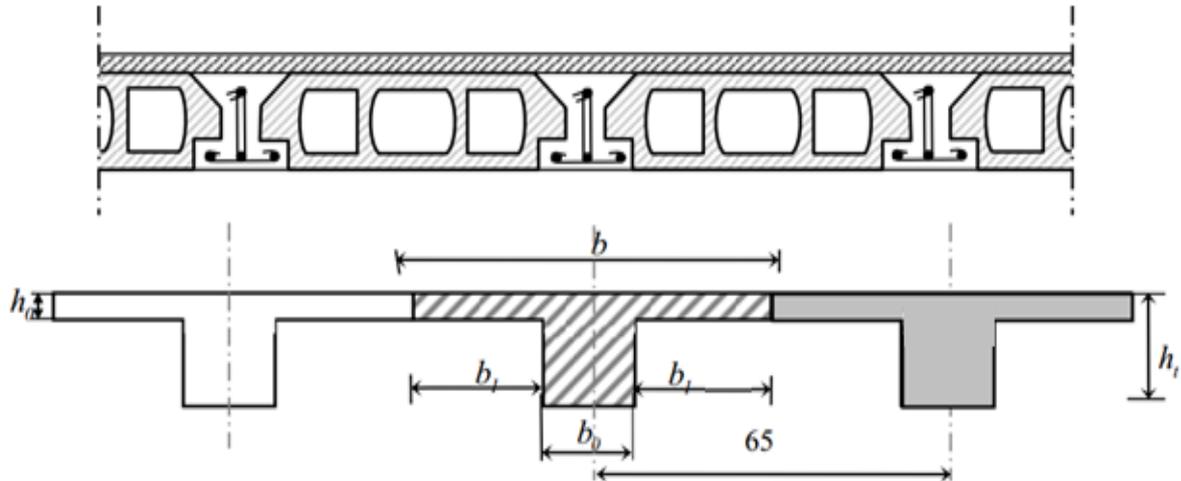


Figure II-7:Dimensions de la nervure.

II.8. Pré-dimensionnement des Voiles :

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifié par **l'article 7.7 de RPA99 version 2003**

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le *RPA99version 2003* article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition :

$L \geq 4e$; Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

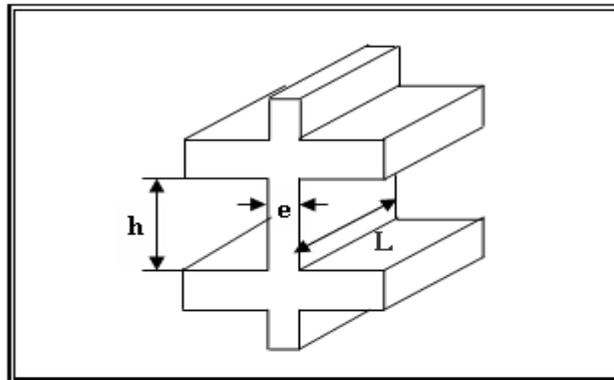


Figure II-8: Coupe de voile en élévation.

$$e \geq (h_e/22; 15 \text{ cm}).$$

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

$$h_e/22 = 2,56/22 = 11,64 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(11,64 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

$$L \geq 4.e = 80 \text{ cm}$$

Soit l'épaisseur des voiles : **e = 20cm**

II.9. Pré-dimensionnement de l'escalier :

II. 9.1. Introduction :

L'escalier est considéré comme un élément essentiel qui permet la circulation entre différents niveaux d'une structure.

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- L'esthétique.

- Facilité à gravir sans qui implique la conservation de la cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et le giron, c'est la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} < g + 2h < 66 \text{ cm}$$

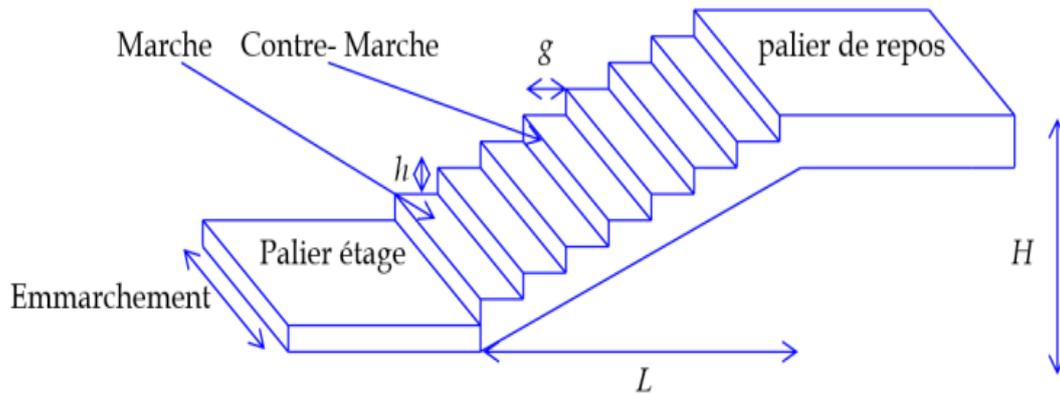


Figure II-9: Différentes élément d'un escalier.

Avec :

- **h** : hauteur de la marche.
- **g** : giron « distance entre les deux contres marches ».
- **H** : la hauteur à monter (hauteur libre sous plafonds + épaisseur de plancher fini).
- **h** le plus courant varie de **13 à 17**.
- **g** le plus courant varie de **26 à 36 (30 en moyenne)**.
- On prend : **h = 17 cm**
- hauteur R.D.C+ étage courant : **H = 306 cm**.

Nombre de contremarches :

La largeur g de la marche :

$$M = (L / (n - 1)) + 2 \cdot H / n$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots (*)$$

Avec:

$$L = 270 \text{ cm} ; H = 153 \text{ cm} ; m = 64 \text{ cm}$$

Donc l'équation(*) devient: **64n² - 670n + 306 = 0**

La solution de l'équation est : n=10(nombre de contre marche)

Donc : n-1= 9(nombre de marche)

On vérifie avec la formule de **Blondel** :

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2(17) \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On adopte: $g = 30 \text{ cm}$: largeur de la marche.

$h = 17 \text{ cm}$: hauteur de la marche.

Dans cette étude on ne prend qu'un exemple (type I)

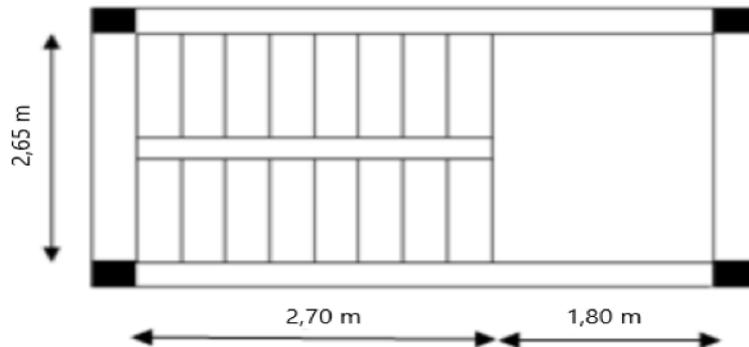


Figure II-10: Vu en plan de l'escalier

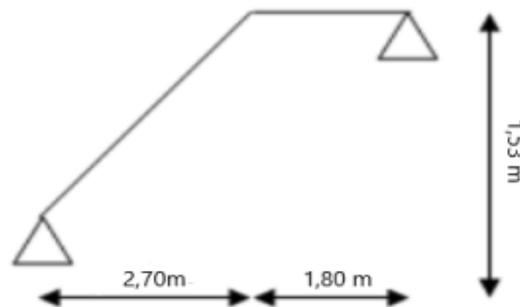


Figure II-11: Schéma statique d'escalier.

II.9.1.1. Inclinaison de la paillasse :

(RDC+ Etage courant) $\text{tg } \alpha = h/g = 17/30 = 0,5667 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$

II.9.1.2. Epaisseur de la paillasse :

Avec : $L=270\text{cm}$ et $\alpha=29,54^\circ$

$$\frac{l}{30} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{270}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0,87}$$

$$10,34 \leq e_{\text{paillasse}} \leq 15,52$$

Soit : $e_{\text{paillasse}} = 15\text{cm}$

II.9.1.3. Epaisseur du palier :

$$\frac{L}{20} \leq e_{\text{palier}} \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{180}{20} \leq e_{\text{palier}} \leq \frac{180}{15} \rightarrow 9 \leq e_{\text{palier}} \leq 12$$

Soit : $e_{\text{palier}} = 12 \text{ cm}$

II.9.1.4. Evaluation des charges et des surcharges :

a) Volées :

a) volées			
Désignation	Epaisseur r (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0,22	0,44
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
revêtement en carrelage vertical (epx0, 20xh/g)	2		0,23
mortier de ciment vertical (epx0, 2xh/g)	2		0,23
poids propre de la paillasse (evx0, 25/cos a)	2		4,31
poids propre des marches (0,22xh/2)	0,22		1,87
Enduit en plâtre	2	0,1/0,87	0,23
Totale		G=	8,07
		Q=	2,5

Tableau II-6:Descente des charges de la volée.

- Charge permanente : $G_1=8,07 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q_1= 2,5 \text{ KN/m}^2$
- $q_{U1} = (1,35G+1,5Q).1\text{m}=14,65 \text{ KN/ml}$
- $q_{ser1} = (G+Q).1 \text{ m}=10,57 \text{ KN/ml}$

b) Palier :

b) palier			
Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0,2	0,4
Mortier de ciment horizontal	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
Poids propre du palier			5,40
Enduit en plâtre	2	0,1	0,2
Totale		G2=	6,76
		Q2=	2,50

Tableau II-7:Descente des charges du palier.

- Charge permanente : $G_2 = 6,76 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- $q_{U2} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 12,88 \text{ KN/ml}$
- $q_{ser2} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 9,26 \text{ KN/ml}$

II.10. Pré-dimensionnement de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux).

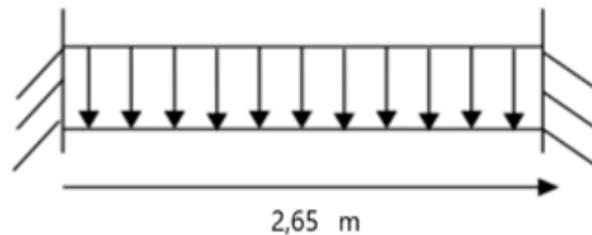


Figure II-12: Schéma statique de la poutre palière.

- Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{265}{16} \leq h \leq \frac{265}{10} \Rightarrow 16,56 \leq h \leq 26,50 \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 27 \Rightarrow b = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 35 \geq 20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 40 \geq 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{40}{35} = 1,14 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.11. Pré-dimensionnement de l'Acrotère :

II.11.1. Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

Le rôle de l'acrotère est assurer la sécurité totale un niveau de la terrasse.

Donc, le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N). Soit une section de :

- La hauteur $H = 100 \text{ cm}$
- L'épaisseur $e_p = 12 \text{ cm}$

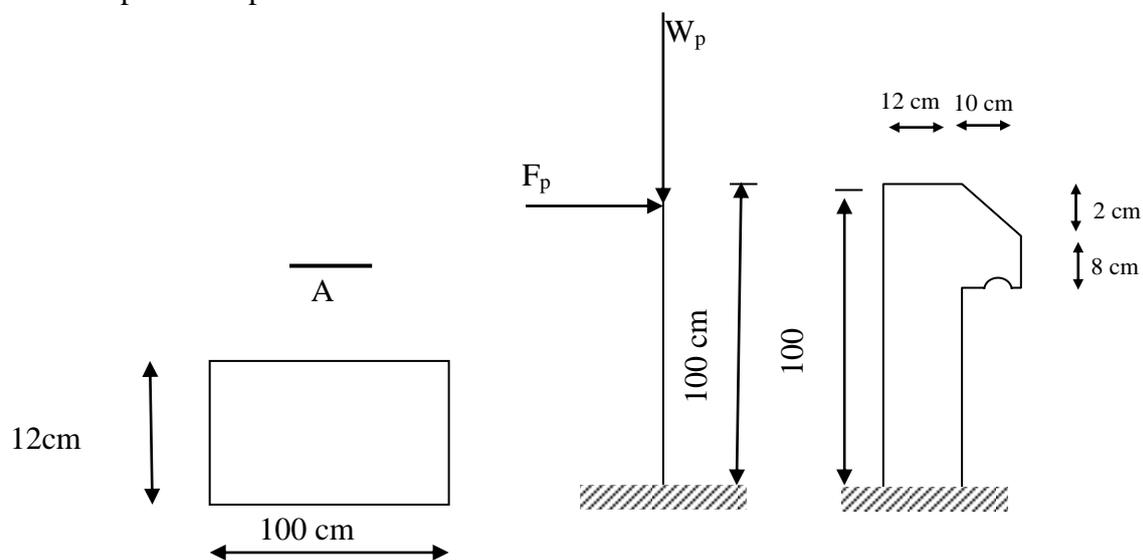


Figure II-13 : Schéma statique de l'acrotère.

II.12. Balcon

II.12.1.Introduction :

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

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

Résistance à la flexion.

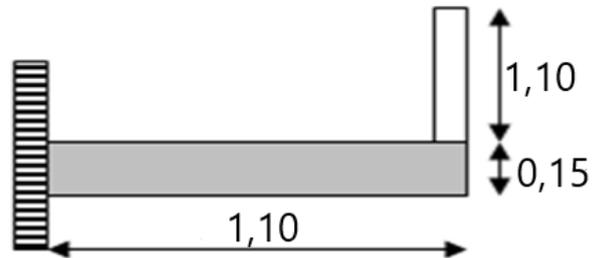
Isolation acoustique $e \geq 12 \text{ cm}$.

Sécurité en matière d'incendie $e = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15 \text{ cm}$.

Dans notre étude, les différents types des balcons sont les suivantes :

Type 1 : (Logia) :



Type 2 : (séchoir) :

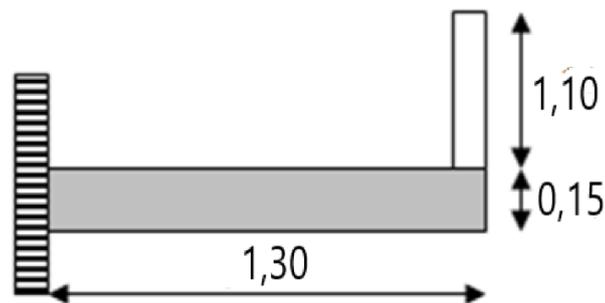


Figure II-14: Schéma représente les types des balcons.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire.

On adopte pour les balcons, les séchoirs une épaisseur de 15cm.

II.12.2.Descente de charge : (Balcon)

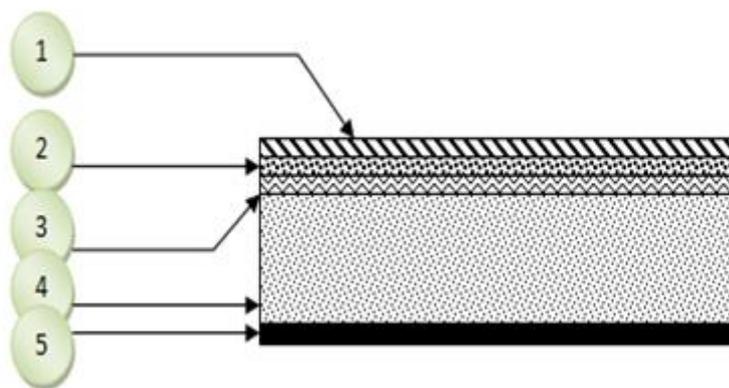


Figure II-15: Schéma représente détaille d'une dalle pleine.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	0,36
Totale			G = 5,27

Tableau II-8: La descende des charges d'une dalle pleine.

✓ Poids propre $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$.

✓ Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Calcul de la charge ultime Q_u :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Charge par ml: } Q_u = 12,36 \times 1\text{m} = 12,36 \text{ KN/ml}.$$

➤ **Calcul de la charge concentrée :**

➤ Poids propre du mur :

$$p = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1\text{m} = 1,43\text{KN}.$$

$$P_u = 1,35P = 1,93\text{KN}.$$

$$P_{\text{ser}} = 1,43\text{KN}.$$

II.13. Conclusion :

Les différents éléments principaux et secondaires de la structure sélectionnée ont été dimensionnés pour vérifier certaines conditions minimales exigées par les codes de construction.

Chapitre III

Ferraillage des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas aux contreventements directement, Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc ..) ou en béton armé (acrotère, balcon, etc. ...). Ces éléments sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure et leur calcul se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Ce chapitre est consacré aux calculs des éléments ci-après :

Acrotère, Escalier, balcon, Plancher et ascenseur.

III.2. Ferraillage des escaliers :

III.2.1. Calcul du moment maximal en travée et efforts tranchants à l'E.L.U :

L'escalier travaille à la flexion simple. On considère la dalle comme une poutre sollicitée à une charge uniformément répartie, et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

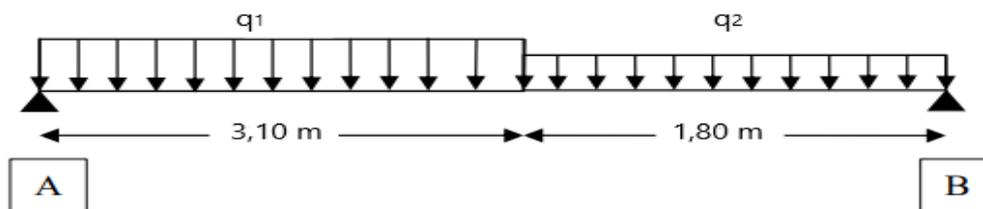


Figure III-1: Schéma statique des différentes charges d'escalier.

a) Détermination des réactions :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{u2} \times 1,80) + (q_{u1} \times 3,10) = (12,88 \times 1,80) + (14,65 \times 3,10) = 68,60 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4,9 \times R_B - 14,65 \times (1,80 + 3,1/2) \times 3,10 - 12,88 \times (1,8/2) \times 1,8 = 0$$

$$R_A = 35,31 \text{ kN} \quad \text{et} \quad R_B = 33,29 \text{ kN}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

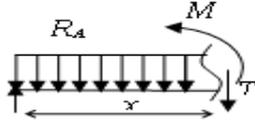
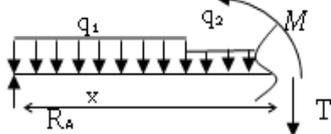
Distance	Schéma statique
$0 \leq x \leq 3,1$	
$3,1 \leq x \leq 4,9$	

Tableau III-1:Schéma statique d'une volée et palier.

b.1) Cas 1 : ($0 \leq x \leq 3,1$) :

Effort tranchant

$$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$$

$$T(x) = -14,65x + 35,31$$

$$X = 0 \Rightarrow T(x) = 35,31 \text{ KN}$$

$$X = (3,1) \Rightarrow T(x) = -10,105 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

$$M = R_A x - q_1 \cdot x^2 / 2$$

$$M = 30,41x - (14,65x^2 / 2)$$

$$X = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = (3,1) \Rightarrow M(x) = 39,07 \text{ KN.m}$$

b.2) Cas 2 : ($3,1 \leq x \leq 4,9$) :

Effort tranchant

$$T(x) = R_A - 3,1q_1 - q_2(x - 3,1)$$

$$T(x) = 35,31 - (3,1 \times 14,65) - 12,88(x - 3,1)$$

$$X = (3,1) \Rightarrow T(x) = -10,105 \text{ KN}$$

$$X = (4,9) \Rightarrow T(x) = -32,29 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

$$M = R_A \cdot x - q_1 \cdot 3,1(x - 3,1/2) - q_2 \cdot \frac{(x - 3,1)^2}{2}$$

$$X = (3,1) \Rightarrow M(x) = 39,07 \text{ KN.m}$$

$$X = (4,9) \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

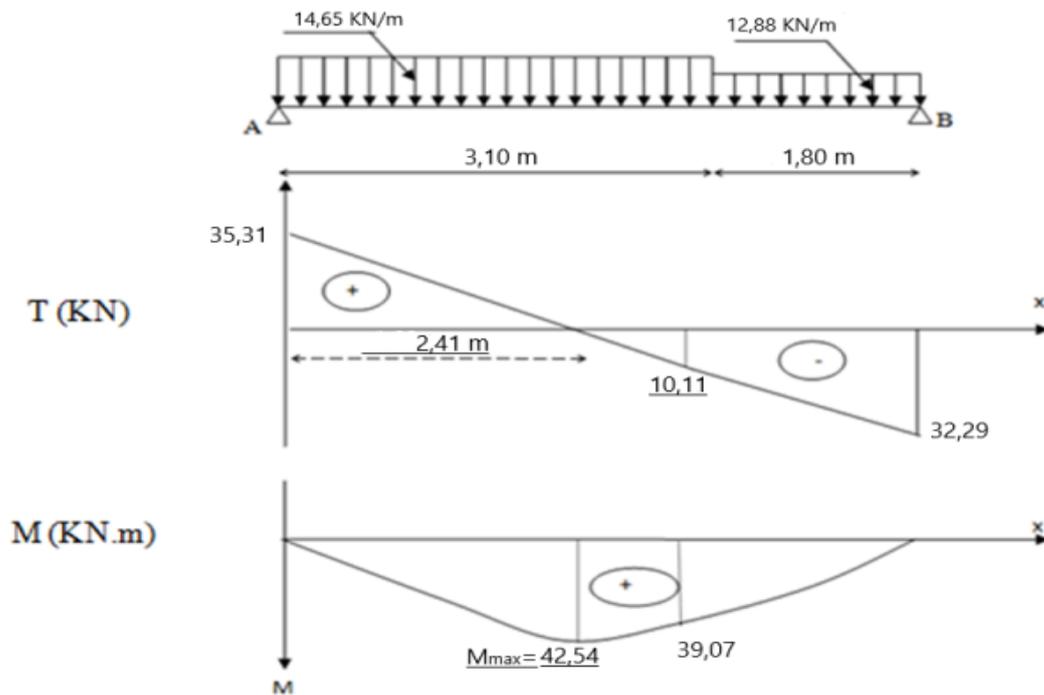


Figure III-2: Diagramme des Moment fléchissant et efforts tranchants de l'escalier.

Donc : $M_{max} = 42,54 \text{ KN.m}$

D'où : $M_t = 0,85 \times 42,54 = 36,16 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times 42,54 = 17,02 \text{ kN.m}$

III.2.2. Ferraillage de l'escalier :

III.2.2.1. Ferraillage de l'escalier pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Caractéristiques	$h_{travées} = 15 \text{ cm}$	$b = 100 \text{ cm}$	$f_e = 400 \text{ Mpa}$	$f_{ctd} = 348 \text{ MPa}$	$D_{travées} = 0,9.h = 13,5 \text{ cm}$ $D_{appui} = 0,9.h = 10 \text{ cm}$		
	$h_{app} = 12 \text{ cm}$						
	M (kN.m)	α	β	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm)	$A_r = A_{adm}/4$	$A_{radopté}$ (cm)
Travées	36,16	0,189	0,924	8,33	6T14 = 9,24 cm ² st = 17cm	2,31	4f10/ml = 3,14 cm ² St = 25 cm
Appuis	17,02	0,160	0,936	5,23	6T12 = 6,79cm ² st = 17cm	1,70	4f10/ml = 3,14 cm ² St = 25 cm

Tableau III-2 : Ferraillage de l'escalier pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

III.2.2.2. Les vérifications :

Conditions	Vérification	
a. Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/F_e=1,63 \text{ cm}^2$	$A=9,24 \text{ cm}^2$ $A>A_{\min}$ Condition vérifiée
b. justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{35,31.10^3}{1000.100} = 0,35 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée
c. vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{F_e} (T_u + \frac{M_a}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (35,31.10^3 + \frac{17,02.10^6}{0,9.100}).10^{-2}$	$A=6,45 \text{ cm}^2$ $A=6,79 > A=6,45 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Tableau III-3 : Tableau des vérifications.

III.2.2.3. Ferrailage de l'escalier pour : $f_{c28}=40 \text{ MPa}$

Caractéristiques	$h_{\text{travées}}=15 \text{ cm}$	$b=100 \text{ cm}$	$f_e=400 \text{ MPa}$	$f_{t28}=348 \text{ MPa}$	$D_{\text{travées}}=0,9, h=13,5 \text{ cm}$ $D_{\text{appui}}=0,9, h=10 \text{ cm}$		
	m $h_{\text{app}}=12 \text{ cm}$						
/	M (kN.m)	α	β	A_{cal} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm)	$A_r=A_{\text{adm}}/4$	$A_{r\text{adopté}}$ (cm)
Travées	36,16	0,115	0,954	8,07	6T14 =9,24 cm ² st=17cm	2,31	4f10/ml =3,14 cm ² St=25 cm
Appuis	17,02	0,097 7	0,9761	5,09	6T12=6,79cm ² st=17cm	1,70	4f10/ml =3,14 cm ² St=25 cm

Tableau III-4 : Ferrailage de l'escalier.

III.2.2.4. Les vérifications :

Conditions	Vérification	
a. Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/F_e=2,33 \text{ cm}^2$	$A=9,24 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
b. justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{35,31 \cdot 10^3}{1000 \cdot 100} = 0,35 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée
c. vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{F_e} (T_u + \frac{M_a}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (35,31 \cdot 10^3 + \frac{17,02 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 100}) \cdot 10^{-2}$	$A=6,45 \text{ cm}^2$ $A=6,79 > A=6,45 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Tableau III-5 : Tableau des vérifications.

III.2.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S:

➤ En travée :

$M_{tser}= 23,10 \text{ kN.m}$; $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$f_{c28}=40\text{MPa}$
η	18	15
Position de l'axe neutre : y(cm)	4,65	4,32
moment d'inertie : I(cm ⁴)	12924,06	11270,53
σ_{bc} (MPa)	8,31	8,85
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	24
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	8,31MPa < 15MPa Condition vérifiée	8,85MPa < 24MPa Condition vérifiée

Tableau III-6 : Vérification des contraintes à l'E.L.S en travée.

➤ **Sur appui :**

$M_{\text{aser}} = 10,87 \text{ kN.m} ; A_s = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$f_{c28}=40\text{MPa}$
η	18	15
Position de l'axe neutre : $y(\text{cm})$	3,36	3,05
moment d'inertie : $I(\text{cm}^4)$	5002,35	4358,33
$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	7,30	7,61
$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	15	24
$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	7,30MPa < 15MPa Condition vérifiée	7,61MPa < 24MPa Condition vérifiée

Tableau III-7 : Vérification des contraintes à l'E.L.S sur appui.

III.2.4. Vérification de La flèche : (selon le B.A.E.L 91) :

Condition	Vérification	
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	$0,063 \geq 0,033$	Condition vérifiée
$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{2}{F_e}$	$0,005 \geq 0,005$	Condition vérifiée

Tableau III-8 : Vérification de La flèche.

III.2.5.Ferrailage de La poutre palière :

- **Charge supportée par la poutre :**

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,35 \times 0,40 \times 25 = 3,50 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 4,05 \times 0,15 \times 1,7 = 1,03 \text{ kN/m}$

La charge d'exploitation : $Q = 0,88 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 33,29 \text{ KN/m}$

On a : $q_u = 1,35(1,03+3,50) + 1,5(0,88) + 33,29 = 40,73 \text{ kN/m}$

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 35,75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 30,39 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 14,30 \text{ KN.m.}$$

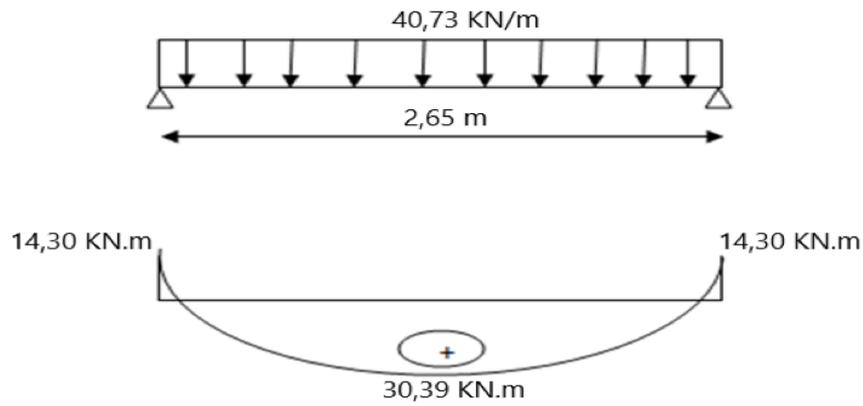


Figure III-3: Diagramme du moment fléchissant de la poutre palière.

• Le Ferraillage :

Caractéristique		h =40cm	b =35cm	d = 0,9h=36cm	σ_s =348Mpa	Fe=400Mpa
		M(KN.m)	μ	β	A_{CAL} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
f_{c28} =25MPa	En travée	30,39	0,0165	0,992	2,45	4,52 soit 4T12
	En appui	14,30	0,008	0,996	1,15	4,52 soit 4T12
f_{c28} =40MPa	En travée	30,39	0,010	0,995	2,44	6,79 soit 6T12
	En appui	14,30	0,005	0,998	1,14	6,79 soit 6T12

Tableau III-9:Ferraillage de la poutre palière.

• Vérifications :

➤ Condition de non fragilité : $A_{min} > 0,23b.d.f_{t28} / f_e$

Pour : **f_{c28} = 25 MPa ;**

En travée : $4,52 > 4,35\text{cm}^2$ Condition vérifiée

En appuis : $4,52 > 4,35\text{cm}^2$ Condition vérifiée

Pour : **f_{c28} = 40 MPa ;**

En travée : $6,79 > 6,21\text{cm}^2$ Condition vérifiée

En appuis : $6,79 > 6,21\text{cm}^2$ Condition vérifiée

➤ Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$Q_{ser} = G = 38,70 \text{ KN/m.}$$

$$M_{ser} = \frac{Ql^2}{8} = 33,97 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t.ser} = 0,85 \times 33,97 = 28,88 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a.ser} = 0,4 \times 33,97 = 13,59 \text{ KN.m.}$$

$M_{\text{iser}} = 28,88 \text{ kN.m} ; A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
η	18	15
Position de l'axe neutre : y (cm)	6,88	6,34
moment d'inertie : I (cm ⁴)	79846,76	68139,39
σ_{bc} (MPa)	2,49	2,69
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	24
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	2,49MPa < 15MPa Condition vérifiée	2,69MPa < 24MPa Condition vérifiée

Tableau III-10 : Vérification de la contrainte de compression du béton .

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$T = \frac{Q_{\text{ser}} \times L}{2} = \frac{38,7 \times 2,65}{2} = 51,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{51,28 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,36} = 0,41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 5,20 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

➤ **Armatures transversales : At :**

• **Diamètre des armatures At :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} = \min \{ 11,4 ; 35 ; 12 \}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

• **Espacement S_t :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 32,5 ; 40 \}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \phi_L \} \quad \text{en prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15 \phi_L \quad \text{en prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right\} = \max \{ 0,205 ; 0,4 \text{ Mpa} \} = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \cdot 35}{235} = 0,06 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha_0)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,41 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,042 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,41 - 0,3 \times 1 \times 3) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,093 \text{ cm} \dots\dots\dots (2.a)$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$\text{On prend le max de (1) et (2) : } \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,06 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Pour : $f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$

$$\text{On prend le max de (1) et (2.a) : } \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 1,35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend : soit $4\phi 6$ pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

soit $5\phi 6$ pour $f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$

• **Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 3 = 4,05 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement droit L_s :

$$L_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

$$L_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 4,05} = 34,57 \text{ cm.}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm.}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 36 - (3 + 0,7 + 7,7) = 24,6 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 2,19 \times 7,7 - 24,6}{1,87} = 4,23 \text{ cm.}$$

$L_2 = 24,6 \text{ cm}$; $L_1 = 4,23 \text{ cm}$ (**pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$**) ; $L_1 = 3,69 \text{ cm}$ (**pour $f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$**)

• **Calcul de la flèche :**

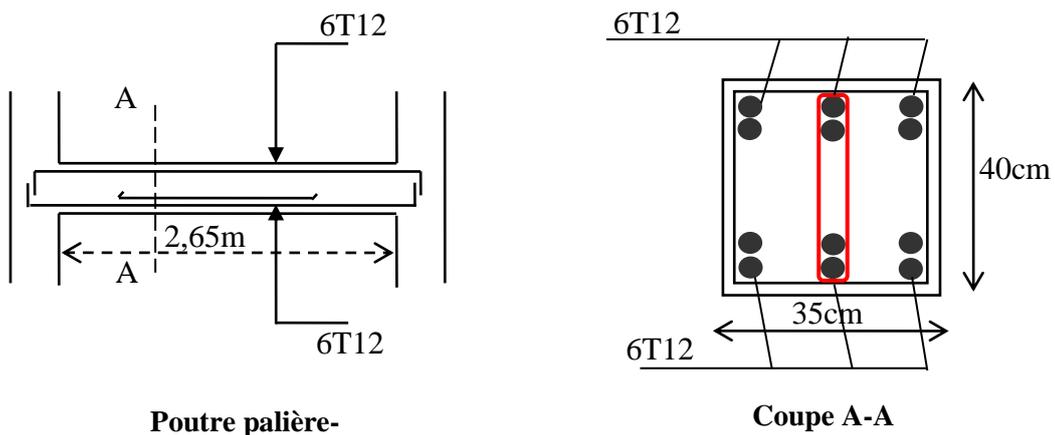
Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	Vérification	
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$	$40/265=0,151 > 0,0625$	Condition vérifiée
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10M_{0\ ser}}$	$40/265=0,151 > 28,88 / (10 \times 33,97) = 0,085$	Condition Vérifiée
$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,71}{F_e}$	$4,52/35 \times 36 = 0,0037 < 0,0118$ $6,79/35 \times 36 = 0,0054 < 0,0118$	Condition Vérifiée

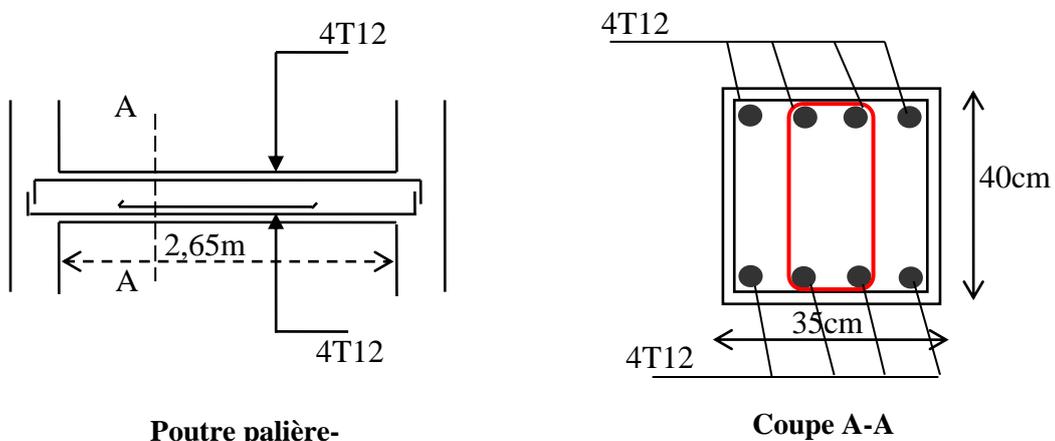
Tableau III-11:Calcul de la flèche .

Donc il est inutile de calculer la flèche.

➤ **Ferraillage de la poutre palière (35x40) cm²**



Pour : $f_{c28} = 25$ Mpa



Pour : $f_{c28} = 40$ Mpa

Figure III-4: Ferraillage de la poutre palière.

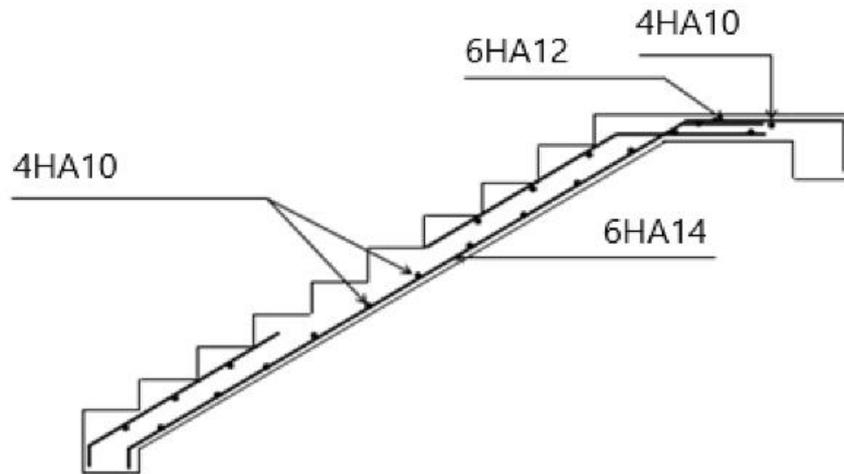


Figure III-5 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.2.6. Calcul de la poutre palière à la torsion :

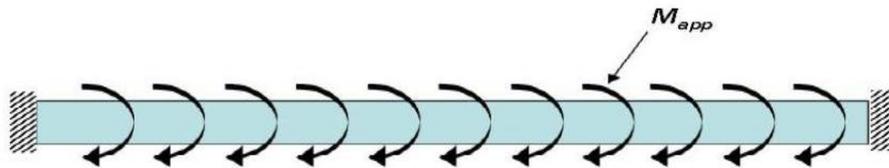
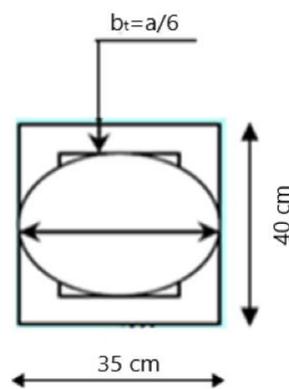


Figure III-6: La poutre palière à la torsion.

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_{\text{torsion}} = M_{a(\text{escalier})} = 17,02 \text{ KN.m}$$

III.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :



On a pour une section pleine :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

a) Contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines : à ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

Mt : moment de torsion (Mt = 17,02 KN.m)

$$e = (h/6) = (40/6) = 7\text{cm.}$$

$$E = (b/6) = (35/6) = 6\text{cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 957\text{cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{17,02 \times 10^6}{2 \times 95700 \times 70} = 1,27 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{17,02 \times 10^6}{2 \times 95700 \times 60} = 1,48 \text{ Mpa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ Mpa pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} ;$$

$$\tau_u = 4,00 \text{ Mpa pour } f_{c28} = 40\text{Mpa} ;$$

a- Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35,31 \times 10}{35 \times 36} = 0,28 \text{ Mpa.}$$

• Résistance en torsion et flexion

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

$$0,28^2 + 1,27^2 \leq 3,33^2 \Rightarrow 1,69 \text{ Mpa} \leq 11,09 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,28^2 + 1,48^2 \leq 4,00^2 \Rightarrow 2,27 \text{ Mpa} \leq 16,00 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.Ferrailage des plancher :

III.3.1.Introduction :

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destinée à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles)
- Assurer l'isolation thermique (en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sous vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages.
- Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

On peut distinguer deux grandes classes de plancher :

- ✓ Les planchers coulés sur place ou plancher dits « traditionnels ».
- ✓ Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

III.3.2.Méthode de calcul des poutrelles :

III.3.2.1.Méthode forfaitaire :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 a proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci-après sont satisfaites.

a) Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- a) La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$;
- b) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- c) Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ;
$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$
- d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1. $Q \leq (2G ; 5000 \text{ N/m}^2)$
2. Inertie constante
3. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0.85 \leq L_n / L_{n+1} \leq 1.25$

4. Fissuration non préjudiciable.

III.3.2.2.Méthode de Caquot :

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux poutres en béton armé. Méthode de CAQUOT :

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a :

$Q < 2G$ ou $Q < 5 \text{ KN/m}^2$, on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3. (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3). On reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée.

a-Domaine d'application de la méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux planchers à charges d'exploitation élevées et susceptibles de variations rapides dans le temps et en position et où G et Q vérifient :

$$Q > 2G \text{ ou } Q > 5 \text{ KN/m}^2$$

Elle s'applique également aux planchers à charge d'exploitation modérée si l'une des trois conditions complémentaires n'est pas remplie (Caquot minorée).

b-Principe de la méthode :

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

Dans ce schéma, il n'y a pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives l'.

c-Moments sur appuis : (Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux)

Hypothèses :

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte, $G' = 2/3G$

- On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :

$l' = l$ pour les deux travées de rive ;

$l' = 0.8l$ pour les travées intermédiaires.

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{\text{appui}} = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

d-Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

$$\text{En } A_{i-1} : V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

$$\text{En } A_i : V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

III.3.2.3. La méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mougín ») page 183

La méthode des trois moments s'applique aux systèmes dits poutres continues. On suppose que l'effet de l'effort tranchant est négligé. 2.2. Principe de la méthode des trois moments.

➤ **Principe de calcul de la méthode des trois moments**

Cette méthode consiste à déterminer les moments fléchissant dans le cas des poutres continues. C'est-à-dire des poutres qui reposent sur plus de deux appuis. Il existe plusieurs façons pour déterminer le degré d'hyperstaticité :

- Le degré d'hyperstaticité est égal au nombre des appuis intermédiaires.

Ou bien :

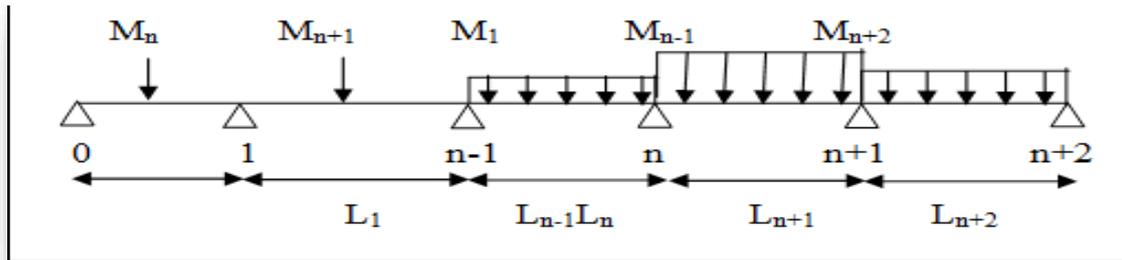
- Le degré d'hyperstaticité $d = r - 3$

r : est égale au nombre de liaisons (réactions)

Ou bien :

- Le degré d'hyperstaticité $d = n_a - 2$

n_a : le nombre d'appuis



Une poutre continue comportant $N-1$ travées peut être décomposée en $N-1$ poutres isostatiques sur lesquelles s'appliquent les mêmes charges que sur la poutre continue avec en plus les moments aux appuis. Nous obtenons alors pour la travée et :

M_{i-1} : désigne le moment sur l'appui A_{i-1}

M_i : désigne le moment sur l'appui A_i

M_{i+1} : désigne le moment sur l'appui A_{i+1}

La somme des rotations au niveau du point (i) est égale à 0.

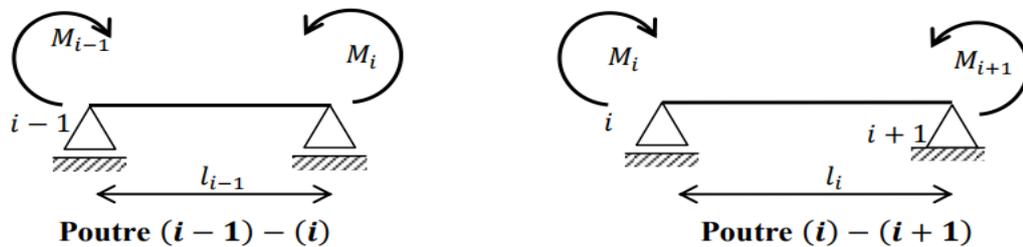
On a deux types de rotations :

- Rotation due aux charges extérieures ($\theta_{id} + \theta_{ig}$)
- Rotation due aux moments fléchissants ($\overline{\theta}_{id} + \overline{\theta}_{ig}$)

$$\sum (\theta_{id} + \theta_{ig}) + (\overline{\theta}_{id} + \overline{\theta}_{ig}) = 0$$

A- Rotations dues aux moments fléchissant : ($\overline{\theta}_{id} + \overline{\theta}_{ig}$)

Les déformations en général et spécifiquement les rotations dues aux moments fléchissant peuvent être évaluée par l'une des méthodes analytiques connues comme par exemple : la méthode de CASTIGLIANO ou Maxwell-Mohr et aussi la méthode graphique de VERETCHAGUINE. Ici le calcul des rotations est effectué par la méthode de Mohr.



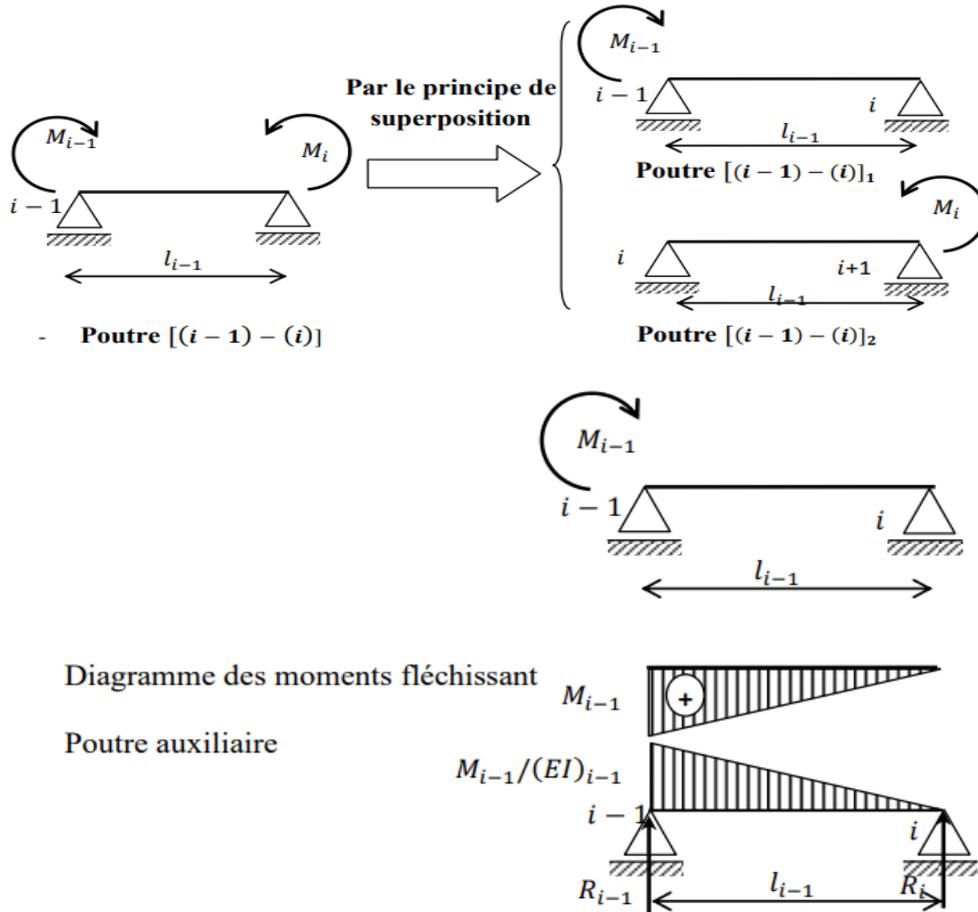


Figure III-7 : Les rotations est effectué par la méthode de Mohr.

$$\sum M/(i - 1) = 0 \Rightarrow R_i l_i = \frac{1}{2} \frac{M_{i-1}}{(EI)_{i-1}} l_{i-1} \left(\frac{1}{3} l_{i-1} \right)$$

$$R_i = \frac{1}{6} \frac{M_{i-1}}{(EI)_{i-1}} l_{i-1}$$

Poutre [(i-1) - (i)] :

$$\overline{\theta}_{id} = \frac{1}{6} \frac{M_{i-1}}{(EI)_{i-1}} l_{i-1} + \frac{1}{3} \frac{M_i}{(EI)_{i-1}} l_{i-1}$$

Poutre [(i) - (i+1)] :

$$\overline{\theta}_{ig} = \frac{1}{6} \frac{M_i}{(EI)_i} l_i + \frac{1}{3} \frac{M_{i+1}}{(EI)_i} l_i$$

Donc la somme des rotations dans un point (i) est nulle :

$$\sum (\theta_{id} + \theta_{ig}) + (\overline{\theta}_{id} + \overline{\theta}_{ig}) = 0$$

$$(\theta_{id} - \theta_{ig}) + \frac{1}{6} \frac{M_{i-1}}{(EI)_{i-1}} l_{i-1} + \frac{1}{3} \frac{M_i}{(EI)_{i-1}} l_{i-1} + \overline{\theta}_{ig} = \frac{1}{6} \frac{M_i}{(EI)_i} l_i + \frac{1}{3} \frac{M_{i+1}}{(EI)_i} l_i = 0$$

C'est le théorème des trois moments « dite aussi méthode des rotations ou aussi méthode de Clapeyron » et sous cette forme général il est applicable à tous les types de chargement. Elle permet de calculer les moments aux appuis intermédiaires des poutres continues.

Si toutes les travées de la poutre ont la même rigidité la relation devient :

$$\frac{L_i}{EI} (M_{i-1}) + 2 \left(\frac{L_i}{EI} + \frac{L_{i+1}}{EI} \right) \cdot M_i + \frac{L_{i+1}}{EI} \cdot M_{i+1} = -6(\theta_{ig} - \theta_{id})$$

B- Rotations dues aux charges extérieures ($\theta_{ig} + \theta_{id}$) :

Le tableau suivant résume les valeurs des rotations au niveau des appuis pour différentes charges extérieures :

Schéma statique (géométrie et chargement)	$-6EI\varphi_{i-1}$	$-6EI\varphi_i$
	$-\frac{Pab(a+l)}{l}$	$-\frac{Pab(a+l)}{l}$
	$-\frac{3}{8}Pl^2$	$-\frac{3}{8}Pl^2$
	$-\frac{1}{24}ql^3$	$-\frac{1}{24}ql^3$
	$-\frac{1}{24l}qa^2(2l-a)^2$	$-\frac{1}{24l}qa^2(2l-a)^2$

Tableau III-12 : Valeurs des rotations pour différentes charges extérieures.

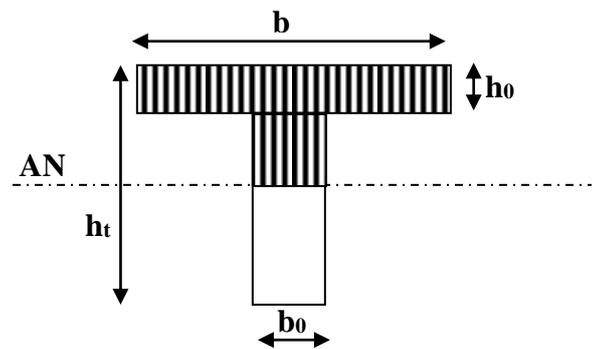
On va utiliser la méthode des trois moments pour déterminer le ferrailage des planchers ;

III.3.3. Calcul du ferrailage des poutrelles (E.L.U) :

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

Données :

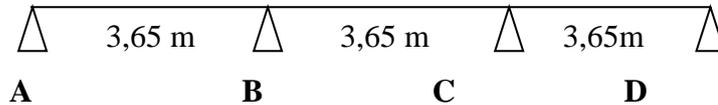
- Largeur de la poutrelle $b=65$ cm.
- Largeur de la $b_0=12$ cm.
- La hauteur de la section $h_t=20$ cm.
- La hauteur de la section $h_0=4$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=18$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa ; $f_{c28}=40$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa ; $f_{t28}=3,0$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.



III.3.3.1. Etude des poutrelles planchers RDC+ étages courants :

On a deux (02) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées.

Type 01:



Type 02:

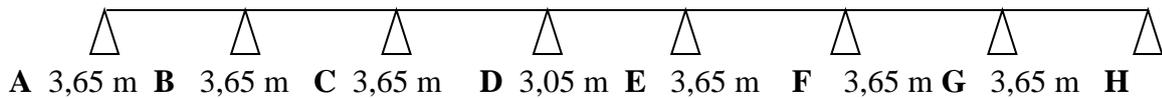


Figure III.8: Les types des poutrelles.

Type 1 :

Travée	AB		BC		CD	
$R=ql/2$	16,52	16,52	16,52	16,52	16,52	16,52
$v_i(x)=\frac{ql}{2}x-qx$	16,52-9,05x		16,52-9,05x		16,52-9,05x	
$m_i(x)=\frac{ql}{2}x-\frac{q}{2}x^2$	16,52x-4,52x ²		16,52x-4,52x ²		16,52x-4,52x ²	
$\theta_i = \mp \frac{ql^3}{EI}$	$\frac{-18,34}{EI}$	$\frac{18,34}{EI}$	$\frac{-18,34}{EI}$	$\frac{18,34}{EI}$	$\frac{-18,34}{EI}$	$\frac{18,34}{EI}$
Moment appui	0	-12,06		-12,06		0
$M_i(x)=m_i(x)+M_{i-1}\left(1-\frac{x}{L_i}\right)+M_i\cdot\frac{x}{L_i}$	$-4,52x^2+13,22x$		$-4,52x^2+16,52x-12,06$		$-4,52x^2+19,82x-12,06$	
$V_i(x)=v_i(x)+\frac{M_i-M_{i-1}}{L_i}$	$-9,05x+13,22$		$-9,05x+16,52$		$-9,05x+19,82$	

Tableau III-13 : Détermination des différentes sollicitations.

Moment en travées :

➤ Travée AB :

$$V_{AB}(x) = 0 \Rightarrow -9,05x+13,22=0 \Rightarrow x=1,46 \text{ m}$$

$$M_{AB}(x=1,46) = -4,52(1,46)^2+13,22(1,46) = \mathbf{9,67 \text{ KN.m}}$$

➤ **Travée BC :**

$$V_{BC}(x) = 0 \Rightarrow -9,05x + 16,52 = 0 \Rightarrow x = 1,82 \text{ m}$$

$$M_{BC}(x=1,82) = -4,52(1,82)^2 + 16,52(1,82) - 12,06 = 3,03 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée CD :**

$$V_{CD}(x) = 0 \Rightarrow -9,05x + 19,82 = 0 \Rightarrow x = 2,19 \text{ m}$$

$$M_{CD}(x=2,19) = -4,52(2,19)^2 + 19,82(2,19) - 12,06 = 9,67 \text{ KN.m}$$

Type 2 :**Moment sur appui :**

$$M_A = M_H = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = -12,62 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = -9,81 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = -8,41 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :➤ **Travée AB :**

$$V_{AB}(x) = 0 \Rightarrow -9,05x + 13,06 = 0 \Rightarrow x = 1,44 \text{ m}$$

$$M_{AB}(x=1,44) = -4,52(1,44)^2 + 13,06(1,44) = 9,43 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée BC :**

$$V_{BC}(x) = 0 \Rightarrow -9,05x + 17,29 = 0 \Rightarrow x = 1,91 \text{ m}$$

$$M_{BC}(x=1,91) = -4,52(1,91)^2 + 17,29(1,91) - 12,62 = 3,91 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée CD :**

$$V_{CD}(x) = 0 \Rightarrow -9,05x + 16,90 = 0 \Rightarrow x = 1,87 \text{ m}$$

$$M_{CD}(x=1,87) = -4,52(1,87)^2 + 16,90(1,87) - 9,81 = 6,00 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée DE :**

$$V_{DE}(x) = 0 \Rightarrow -9,05x + 13,81 = 0 \Rightarrow x = 1,53 \text{ m}$$

$$M_{DE}(x=1,53) = -4,52(1,53)^2 + 13,81(1,53) - 8,41 = 2,14 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée EF :**

$$V_{EF}(x) = 0 \Rightarrow -9,05x + 16,14 = 0 \Rightarrow x = 1,78 \text{ m}$$

$$M_{EF}(x=1,78) = -4,52(1,78)^2 + 16,14(1,78) - 8,41 = 6,00 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée FG :**

$$V_{FG}(x) = 0 \Rightarrow -9,05x + 15,75 = 0 \Rightarrow x = 1,74 \text{ m}$$

$$M_{FG}(x=1,74) = -4,52(1,74)^2 + 15,75(1,74) - 9,81 = 3,91 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée GH :**

$$V_{GH}(x) = 0 \Rightarrow -9,05x + 19,97 = 0 \Rightarrow x = 2,21 \text{ m}$$

$$M_{GH}(x=2,21) = -4,52(2,21)^2 + 19,97(2,21) - 12,62 = 9,43 \text{ KN.m}$$

Donc:

$$M_{a \max} = 12,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 9,67 \text{ KN.m}$$

$$M_t \leq M_{\text{table}}$$

$$M_{\text{table}} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times (d - h_0/2)$$

➤ **Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

$$M_{\text{table}} = 650 \times 40 \times 14,17 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,04/2) = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9,67 \text{ KN.m} \leq M_{\text{table}} = 58,95 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée

➤ **Pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$**

$$M_{\text{table}} = 650 \times 40 \times 22,67 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,04/2) = 94,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9,67 \text{ KN.m} \leq M_{\text{table}} = 94,31 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Caractéristiques		b=65 cm ; d =18 cm; b ₀ = 12cm ; μ _L = 0,392 < μ => A _s ' = 0;					
f _{c28} (MPa)		M _{max} (KN. m)	μ	β	A _{s cal} (cm ²)	A _{s choisi}	A _{s adopté}
25	Travée	9,67	0,0324	0,983	1,60	2T12	2,26
	Appui	12,62	0,2291	0,868	2,32	3T12	3,39
40	Travée	9,67	0,0202	0,990	1,56	2T12	2,26
	Appui	12,62	0,1432	0,922	2,18	3T12	3,39

Tableau III-14 : Ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis

(Plancher étage courant).

Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1):

Pour: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right) = \max \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min(\text{intermédiaire})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,55) = 1,55 \text{ cm}^2$$

Pour: $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$;

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}\right) = \max\left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{3}{400}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(0,24; 0,37)$$

$$A_{\min(\text{intermédiaire})} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,37; 1,55) = 1,55 \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,37; 2,36) = 2,36 \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$AS = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

III.3.3.1.2. Vérification des contraintes à E.L.S :

$$M_{t \text{ ser}} = 8,71 \text{ kN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm}; \eta = 15; A' = 0; A = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$32,5 \times y^2 - 15 \times 2,36 \times (18 - y) = 0.$$

$$32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$Y_1 = 3,9 \text{ cm}$$

$$Y_2 = -4,99 \text{ cm}$$

4 cm > L'axe neutre tombe dans la nervure. y = 3,90 cm le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times y^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times (3,9)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 3,9)^2 = 8323,12 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

• Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I_G} \times y = \frac{8,71 \times 10^3}{8323,12} \times 4,24 = 4,44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I_G} \times y = \frac{8,71 \times 10^3}{8323,12} \times 3,90 = 4,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} .

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \sigma_{st} = f_e = 400 \text{ Mpa}$$

2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 19,07 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16,52 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,76 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5,00 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Les armatures transversales A_t :

D'après **BAEL 99 (A-5-1.23)** on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) \text{ en (mm)}$$

Avec : ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

➤ **Calcul des espacements :**

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

$$St \leq \min (16, 2 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 16, 20 \text{ cm}$$

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

➤ **La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

- $f_{tj} = \min (2,1 \text{ MPa} ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$ (Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa}$)
- $f_{tj} = \min (3,0 \text{ MPa} ; 3,3 \text{ MPa}) = 3,0 \text{ MPa}$ (Pour $f_{c28}=40 \text{ MPa}$)

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} ; \sigma_s = 1,15$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \cdot d}$$

➤ **Effort tranchant par la méthode des triangles semblables :**

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X-(h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max}[X-(h/2)]}{X}$$

on calcul la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 3,65/2 + (16,52 - 3,03)/9,05 \times 3,65 = 2,23 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$\tau_u(h/2)$$

$$X - (h/2) = 2,23 - 0,1 = 2,13 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_u(h/2) = 16,52 \times 2,13 / 2,23 = 15,78 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = (15,78 \times 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,73 \text{ MPa}$$

- Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa}$:

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,73-0,3 \times 2,1) \times 12}{235} = 0,51 \times 10^{-2} \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$:

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,73-0,3 \times 3,0) \times 12}{235} = 0,9 \times 10^{-2} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

➤ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2} \right) = 0,365 ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,020 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

En prend le max entre (1) et (2) et (3) \Rightarrow , on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,020 \cdot 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \\ 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\Phi L; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **Espacement dans la Zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

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

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$ Zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ Zone courante.

➤ **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 16,52 \text{ kN}$$

$$M_{appui} = 12,62 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{13,27}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 81,91 \text{ kN} > \tau_u = 15,78 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

➤ **Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \cdot b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a \cdot b_0}$$

a: la longueur d'appui de la biellette

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b < \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2 \times T \times \gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} = \frac{2 \times 16,52 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 2,07 \text{ cm}$$

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

$$a = 2,07 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9 d)$$

a' : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (Enrobage)}$$

c : la largeur de l'appui (poteau) = 50

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$a = \min(46 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 2,07 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$:

$$a = 1,29 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9 d)$$

a' : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (Enrobage)}$$

c : la largeur de l'appui (poteau) = 40

$$a' = 40 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 1,29 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Entraînement des armatures :**

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_u = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : l'effort tranchant max $T = 16,52 \text{ kN}$

n : nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendue

$$\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{user}} = 16,52 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \tau_{\text{user}} = 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 1,08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_{\text{user}} = 1,08 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{user}} = 4,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{365} = 0,055 \geq 0,044 \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{15 \cdot M_{0 \text{ ser}}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{365} = 0,055 \geq \frac{8,71}{15 \times 10,93} = 0,053 \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \geq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,60}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées ; donc ne fait pas le calcul de la flèche.

III.3.3.2. Etude des poutrelles planchers Terrasse:

$$M_{a \text{ max}} = 15,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 12,03 \text{ KN.m}$$

$$M_t \leq M_{table}$$

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times (d-h_0/2)$$

- Pour $f_{c28}=25$ MPa

$$M_{table} = 650 \times 40 \times 14,17 \times 10^{-3} \times (0,18-0,04/2)=58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 12,03 \text{ KN.m} \leq M_{table} = 58,95 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Pour $f_{c28}=40$ MPa

$$M_{table} = 650 \times 40 \times 22,67 \times 10^{-3} \times (0,18-0,04/2)=94,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 12,03 \text{ KN.m} \leq M_{table} = 94,31 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Caractéristiques		b=65 cm ; d =18 cm;b ₀ = 12cm ; μ _L = 0,392 < μ => A _s ' = 0;					
f _{c28} (MPa)		M _{max} (KN. m)	μ	β	A _{s cal} (cm ²)	A _{s choisi}	A _{s adopté}
25	Travée	12,03	0,0262	0,987	1,95	2T12	2,26
	Appui	15,71	0,0342	0,983	2,55	3T12	3,39
40	Travée	12,03	0,0206	0,992	1,94	2T12	2,26
	Appui	15,71	0,0214	0,989	2,54	3T12	3,39

Tableau III-15:Ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis

(Plancher terrasse).

III.3.3.3 : Calcul le ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \text{ (cm}^2/\text{ml) si } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \text{ (cm}^2/\text{ml) si } 50\text{cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 400 = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 7\phi 5 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 7\phi 5 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section $T_S \phi 5$ avec un espacement

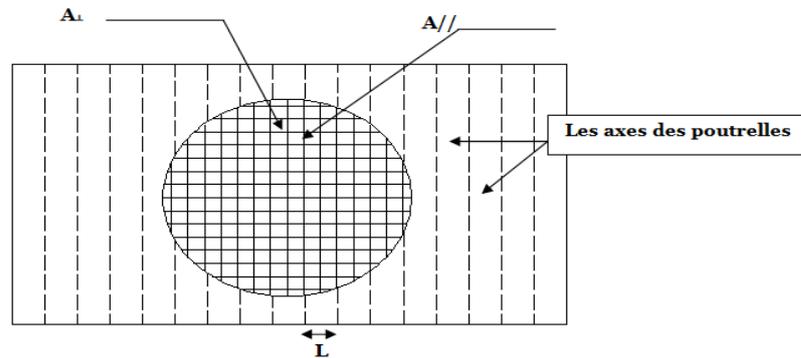


Figure III-9 : Ferrailage de la dalle de compression.

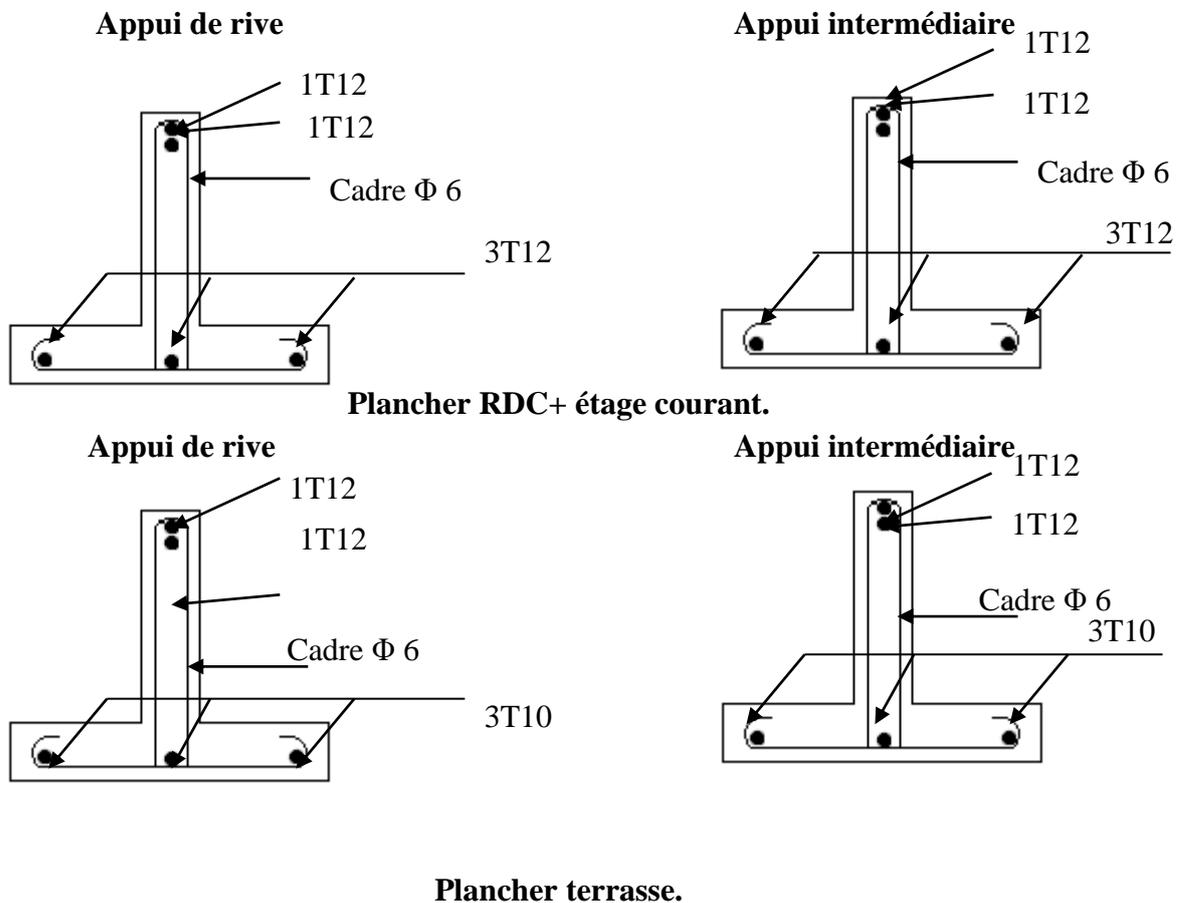
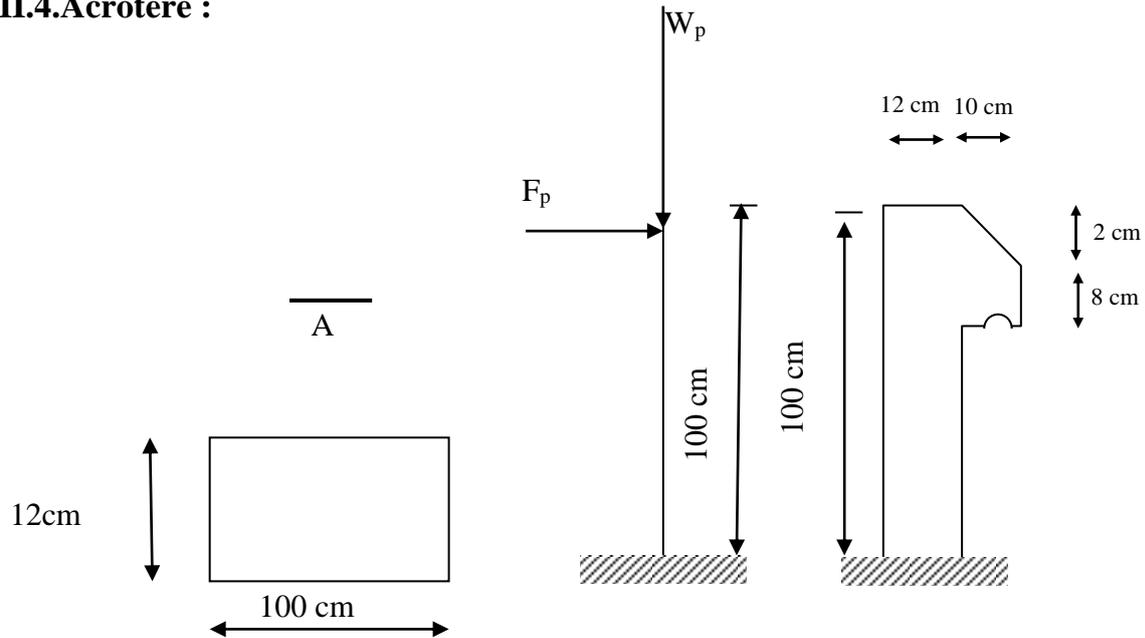


Figure III-10 : Dessin de ferrailage des poutrelles.

III.4.Acrotère :**Figure III-11 : Schéma statique de l'acrotère.****III.4.1.Calcul des sollicitations :****III.4.1.1.Calcul des efforts :****a) Charges permanentes**

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(1 \times 0,12) + (0,1 \times 0,08) + \frac{0,02 \times 0,1}{2} \right] = 0,129 \text{ cm}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,129 = 3,225 \text{ KN/ml}$$

Revêtement en ciment ($e = 2\text{cm}$; $\rho = 20\text{kN/m}^3$) :

$$\text{Périmètre} = 1 + 0,102 + 0,08 + 0,12 + 0,9 = 2,2 \text{ m}^2$$

$$G = \rho_{\text{ci}} \times e \times P_{\text{érimètre}} = 20 \times 0,02 \times 2,2 = 0,88 \text{ KN/ml}$$

$$G = 3,225 + 0,88 = 4,11 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G = 4,11 \text{ KN/ml}}$$

b) Charge d'exploitation :

$$\mathbf{Q = 1 \text{ KN/ml}}$$

III.4.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le **R.P.A. 99/2003**, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : **[RPA 99-v2003 N°:6.2.3]**

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de Zone **A = 0,15** (Zone IIa , groupe d'usage 2, RPA 99-v2003 4.2.3)

C_p : Facteur de force horizontale **C_p = 0,8** (Elément en console, RPA99-v2003 6.2.3).

W_p : Poids propre de l'acrotère **W_p = 4,11 KN**

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 4,11 = 1,97 \text{ KN} > q = 1 \text{ KN}$$

$$Q = \max (F_p ; q) = \max (1,97 ; 1)$$

$$Q = 1,97 \text{ KN/ml}$$

a) Effort normal :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 4,11 = 5,54 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = NG = 4,11 \text{ KN/ml}$$

b) Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times NQ \times h$$

$$M_u = 1,5 \times 1,97 \times 1 = 2,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = MQ = NQ \times h = 1,97 \times 1 = 1,97 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

$$V = NQ = 1,97 \text{ KN/m}$$

$$V_u = 1,5 V = 2,96 \text{ KN/m}$$

$$V_{ser} = V = 1,97 \text{ KN/m}$$

d) Excentricité :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,96}{5,54} = 0,53 \text{ m}$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométriques initiales.

[BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; L/250] = \max [2 \text{ cm} ; 100/250] = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_G + e_a = 53 + 2 = 55 \text{ cm}$$

Prise en compte forfaitaire des effets du second ordre en flexion-compression à l'ELU :

$$L_f = 2 \times L = 2 \times 100 = 200 \text{ cm}$$

On a :

$$\checkmark L_f/h = 200/10 = 20 ;$$

$$\checkmark \text{Max} [15 ; 20 e_1/h] = \text{Max} [15 ; 20 \times 55/10] = \text{Max} [15 ; 100] = 110 ;$$

$$\checkmark L_f/h = 20 < \text{Max} [15 ; 20 \times e_1/h] = 110 ;$$

Le calcul se fait en flexion composée pour les sollicitations ultimes :

e_2 : l'excentricité due aux efforts du second ordre. [BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2, $\phi = 2$.

h : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement, $h = 10 \text{ cm}$.

α : le rapport du moment du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M} \Rightarrow \alpha = 0$$

M_G : étant l'effort normal de longue durée d'application

M : effort normal de courte durée d'application

$$e_2 = \frac{3 \times (2)^2}{10^4 \times 0,10} \times (2) = 0,024 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,55 + 0,024 = 0,574 \text{ m}$$

III.4.3. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left[d - \frac{h}{2} \right] = 0,574 + \left[0,09 - \frac{0,1}{2} \right] = 0,614 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u e_A = 5,54 \times 0,614 = 3,40 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,8 \frac{10}{9} \left(1 - 0,4 \frac{10}{9} \right) = 0,50$$

$$\checkmark \text{ pour : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,40 \times 10^3}{1 \times 90^2 \times 14,17} = 0,0296$$

$$\checkmark \text{ pour : } f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,40 \times 10^3}{1 \times 90^2 \times 22,67} = 0,0185$$

$$\mu_{bu} < \mu_{BC}$$

Donc, la section est partiellement comprimée. Alors, le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($\mathbf{b \times h} = (100 \times 10) \text{ cm}^2$).

III.4.4. Calcul du ferrailage (E.L.U) :

$$\mu = 0,02936 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} ; A'_s = 0.$$

$$\mu = 0,0185 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} ; A'_s = 0.$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

III.4.5. Vérification de l'existence des armatures comprimées A_{sc} :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0296}) = 0,0375$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0185}) = 0,0233$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0375 = 0,985$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0233 = 0,991$$

$$z = d * \beta = 0,09 \times 0,985 = 0,088\text{m}$$

$$z = d * \beta = 0,09 \times 0,991 = 0,089\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \cdot z} = \frac{3,4 \times 10^3}{348 \times 0,088} = 111,02\text{mm}^2 = 1,11\text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \cdot z} = \frac{3,4 \times 10^3}{348 \times 0,089} = 109,78\text{mm}^2 = 1,10\text{cm}^2$$

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{sT}} = 111,02 - \frac{5,54 \times 10^3}{348} = 95,1\text{mm}^2 = 0,95\text{cm}^2$$

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{sT}} = 109,78 - \frac{5,54 \times 10^3}{348} = 93,86\text{mm}^2 = 0,94\text{cm}^2$$

III.4.6. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 4,11 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 1,97 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,97}{4,11} = 0,4793 \text{ m} = 47,93 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d}$$

$$\begin{cases} A_{s \min} = 0,23 \times \frac{100 \times 9 \times 2,1}{400} \times \frac{47,93 - 0,45 \times 9}{47,93 - 0,185 \times 9} = 1,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{s \min} = 0,23 \times \frac{100 \times 9 \times 3}{400} \times \frac{47,93 - 0,45 \times 9}{47,93 - 0,185 \times 9} = 1,47 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

A_{\min} : éléments exposés [BAEL 91/99 B5.3.1] :

$$A_{s \min} = 0,0025 \times bh = 0,0025 * 100 * 10 = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max [0,95 ; 1,03 ; 2,50] = 2,50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max [0,94 ; 1,47 ; 2,50] = 2,50 \text{ cm}^2$$

Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A8.2.4.2]

$$E \leq \min\{2a ; 25\text{cm}\} \Rightarrow E \leq \min\{20 ; 25 \text{ cm}\}$$

$$E \leq 20\text{cm}$$

Donc, on prend $E = 20 \text{ cm}$.

On adopte : $5\Phi 8/\text{ml}$, soit: $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $E = 20 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions : [BAEL 91/99 A8.2.4.1]

Cas de la présence des charges concentrées :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{2,51}{3} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A8.2.4.2]

$$E \leq \min\{3a ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow E \leq \min\{30 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$E \leq 30\text{cm}$$

On prend $E = 30 \text{ cm}$.

Dans ce cas, on adopte : $5\Phi 8/\text{ml}$, soit : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $E = 15 \text{ cm}$

III.4.7.Vérification a l'E.L.S:

III.4.7.1.Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e_0 + d - \frac{h}{2} \right) = 4,11 \left(0,574 + 0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 2,52 \text{ KN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

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

Avec : $A'_s = 0$ et $n = 15$, $n = 18$ Alors :

$$\frac{b}{2}y^2 - n A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 37,65y - 338,85 = 0 \Rightarrow y = 2,27 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,27^3}{3} + 15 \times 2,51(9 - 2,27)^2 = 2095,18 \text{ cm}^4$$

III.4.7.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,97 \times 10^3}{2095,18} \times 2,27 = 2,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{pour ; } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa} \quad \text{pour : } f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2,13 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = 2,13 < \overline{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 6 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 ; 240,99) = 240,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{1,97 \times 10^3}{2095,18} (9 - 2,27) = 94,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 94,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 94,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 240,99 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7.4. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}); \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Pour ; } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(4 ; 4) = 4 \text{ MPa} \quad \text{Pour ; } f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

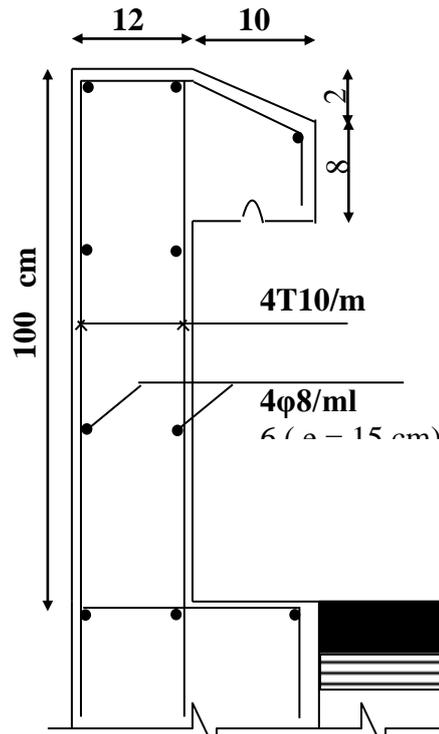


Figure III-12: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Balcon :

III.5.1. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{\max} = \frac{Q_u l^2}{2} + P_u l = 9,60 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 15,53 \text{ KN.}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm.}$$

III.5.2. Ferrailage du balcon :

$f_{c28}(\text{MPa})$	M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4 (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	Condition de non fragilité
25	9,60	0,031	0,984	0	2,08	4T12 A _s = 4,52 St = 25cm	1,41	4φ8 A _s = 2,01 St = 33 cm	A = 4,52cm ² > A _{min} = 1,63cm ²
40	9,60	0,023	0,988	0	2,07	4T12 A _s = 4,52St = 25cm	1,41	4φ8 A _s = 2,01 St = 33 cm	A = 4,52cm ² > A _{min} = 2,33cm ²

Tableau III-16: Ferrailage du balcon.

III.5.2.1. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{15,52 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,12 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}) \dots \dots \dots \text{Fissuration}$$

préjudiciable

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

III.5.2.2. Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,52 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,02 \text{ Mpa}$$

n= 4: nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{périmètre d'armatures tendues } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = 1,02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_{se} = 1,02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 4,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.2.3. La vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = G+Q = 8,77\text{KN.ml}, P_{ser} = 1,43\text{KN}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\varphi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1,6$

$M_{ser}=6,88\text{kN.m}; A_s=4,52\text{cm}^2/\text{ml}$	$F_{c28} = 25\text{MPa}$	$F_{c28} = 40\text{MPa}$
η	18	15
Position de l'axe neutre : y (cm)	3,87	3,65
moment d'inertie : I (cm^4)	9477,09	8199,03
σ_{bc} (MPa)	2,81	3,06
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	24
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	2,81MPa < 15MPa Condition vérifiée	3,06MPa < 24MPa Condition vérifiée
$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \cdot (\text{Mpa})$	202	241
$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - Y1) \dots (\text{Mpa})$	125,84	123,98
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ <	125,84MPa < $\bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée	$\sigma_{st} = 123,98 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

Tableau III-17: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4Ø8/mL ($A_s=2,01 \text{ cm}^2$)

III.5.2.4. Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$F = F_1 + F_2$ avec:

$$F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{flèche due à la charge concentrée.}$$

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} ;$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$f_{c28}=40\text{MPa}$
η	18	15
Centre de gravité : $Y_G(\text{cm})$ $Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$	7,88	7,82
$Y_1 = Y_G(\text{cm})$	7,81	7,76
$Y_2 = h - Y_G(\text{cm})$	7,19	7,24
$E_{i28}(\text{MPa})$	32164,20	37619,47
$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta \cdot A(d - Y_1)^2 \dots (\text{cm}^4)$	31159,19	30450,25
$F_{cal} = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$	0,022	0,020
$F_{adm} = \frac{L}{250} (\text{cm})$	0,44	0,44
$F_{cal} < F_{adm}$	$0,022 < 0,44 \text{ cm}$ Condition vérifiée	$0,020 < 0,44 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Tableau III-18: Vérification de la flèche.

Type	1		2	
	$=25\text{MPa}f_{c28}$	$=40\text{MPa}f_{c28}$	$=25\text{MPa}f_{c28}$	$=40\text{MPa}f_{c28}$
Mu (KN.m)	9,60		12,95	
Tu (KN)	15,52		18,00	
Mser (KN.m)	6,88		9,27	
μ	0,031	0,023	0,050	0,031
β	0,984	0,988	0,974	0,984
Z (cm)	13,3	13,3	0,131	0,133
Acal (cm ² /ml)	2,08	2,07	2,83	2,80
Amin (cm ² /ml)	1,63	2,33	1,63	2,33
Choix d'acier	4T12			
Aadopté (cm ² /ml)	4,52			
Ar (cm ² /ml)	1,13	1,13	1,13	1,13
Choix d'acier	4 ϕ 8			
Aadopté (cm ² /ml)	2,01			
σ_{bc} (Mpa)	5,05	5,43	3,79	4,13
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	24	15	24
τ_u (Mpa)	1,02		0,13	
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	2,5	4	2,5	4
Flèche (cm)	0,022	0,020	0,003	0,036
Fadm (cm)	0,440		0,870	

Tableau III-19: Tableau récapitulatif des armatures des différents types des balcons.

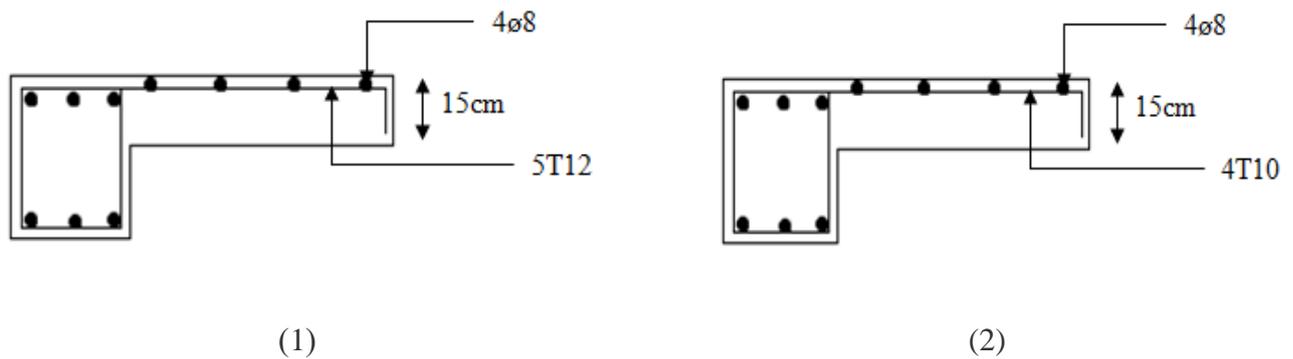


Figure III-13: Schéma de ferraillage du : (1) Loggia ; (2) Séchoir.

III.6. L'ascenseur :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.6.1. Pré-dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$4cm \leq e \leq 5cm$$

b) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A [7]) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : **e=25cm**

III.6.2. Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

- ✓ Poids de la dalle machine supportée..... 50,00 kN/m²
 - ✓ Poids propre de la dalle.....0,25×25=6,25 kN/m²
- G=6,25 kN/m²

b) Surcharge d'exploitation : Q=1,00 kN/m².

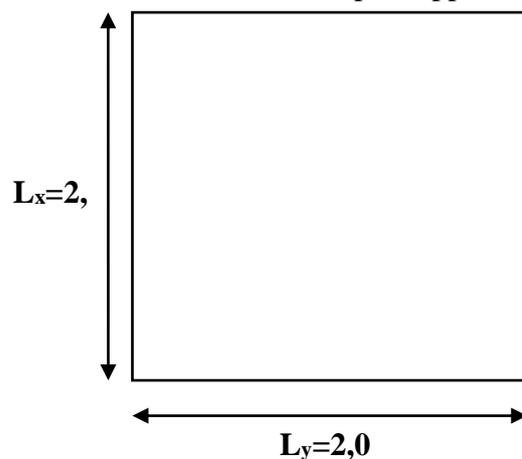


Figure III-14: Vue en plan de dalle machine.

III.6.3. Combinaison des charges :

$$✓ \text{ E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438 \text{ kN/m}^2$$

$$✓ \text{ E.L.S : } q_{\text{ser}} = G + Q = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

III.6.4. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

➤ **Calcul de « ρ » :**

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,00}{2,00} = 1 \leq 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

➤ **E.L.U :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \Rightarrow M_x = 11,40 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 1,000 \Rightarrow M_y = 11,40 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

✓ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 9,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 9,69 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 3,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 3,42 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 3,42 \text{ kN.m}$$

III.6.5. Ferrailage de la dalle :

$$✓ \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

On a : b=100 cm ; h=25cm ; d=0,9h=22,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348Mpa

		$M_t(\text{KN m})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
travée	Sens x-x	9,69	0,0135	0	0,0170	22,35	1,25	5T8	2,51
	Sens y-y	9,69	0,0135	0	0,0170	22,35	1,25	5T8	2.51
appui	Sens x-x	3,42	0,0048	0	0,0060	22,44	0,44	5T8	2.51
	Sens y-y	3,42	0,0048	0	0,0060	22,44	0,44	5T8	2.51

Tableau III-20: Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage
(Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

➤ **Espacement :**

✓ **En travée :**

St

$$= \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } y - y) \dots \dots \dots \text{Condition. vérifiée} \end{cases}$$

✓ **En appui :**

$$St = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } y - y) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \bar{d}_{uc28}}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 51,62\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 51,62\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{51,62 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,229\text{MPa} < \bar{\tau}_u$$

$$= 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.6. Vérification :

a) Vérification des contraintes :

➤ Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 267 \text{ MPa}$$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1,00$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \Rightarrow M_x = 8,43 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 1,000 \Rightarrow M_y = 8,43 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7,16 \text{ KN.m}$$

➤ Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max} (0,3 M_x; 0,3 M_y) = 2,53 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 18$$

➤ Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Mt	As	Y	I	σbc	σbc ≤ σ̄bc
----	----	---	---	-----	------------

		(KNm)	(cm ²)	(cm)	(cm ⁴)	(MPa)	
Travée	(x-x)	7,16	2,51	4,08	17593,32	1,66	Vérifiée
	(y-y)	7,16	2,51	4,08	17593,32	1,66	
Appuis		2,53	2,51	4,08	17593,32	0,58	

Tableau III-21: Vérification des contraintes de la dalle dans les deux sens
(Pour $f_{c28} = 25$ MPa).

b) Vérification de la condition de non fragilité :

$h=25\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 2,00\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1,00 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x} :**

- ✓ Sur appuis : $A_x=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$ **Condition vérifiée**
- ✓ En travée : $A_x=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$ **Condition vérifiée**

➤ **Sens L_{y-y} :**

- ✓ Sur appuis : $A_y=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$ **Condition vérifiée**
- ✓ En travée : $A_x=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$ **Condition vérifiée**

c) Vérification de la flèche : (BAEL 91)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (**B.A.E.L.91 modifié 99**) :

Avec : $h=0,25$ m et $l=2,0$ m.

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0,125 > 0,062 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0,125 > 0,084 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0,0011 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Pour $f_{c28} = 40$ MPa**

On a : $b=100$ cm ; $h=25\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=22,67\text{MPa}$;
 $\sigma_s=348\text{Mpa}$

		M _t (KNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
travée	Sens x-x	9,69	0,0084	0	0,0106	22,40	1,24	5T8	2,51
	Sens y-y	9,69	0,0084	0	0,0106	22,40	1,24	5T8	2,51
appui	Sens x-x	3,42	0,0030	0	0,0037	22,47	0,44	5T8	2,51
	Sens y-y	3,42	0,0030	0	0,0037	22,47	0,44	5T8	2,51

Tableau III-22: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage
(Pour $f_{c28} = 40$ MPa).

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{51,62 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,229 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,00 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes :**

➤ **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

➤ **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

		M _t (KNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	(x-x)	7,16	2,51	3,76	17638,57	1,53	Vérifiée
	(y-y)	7,16	2,51	3,76	17638,57	1,53	
Appuis		2,53	2,51	3,76	17638,57	0,54	

Tableau III-23: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens (Pour $f_{c28} = 40$ MPa).

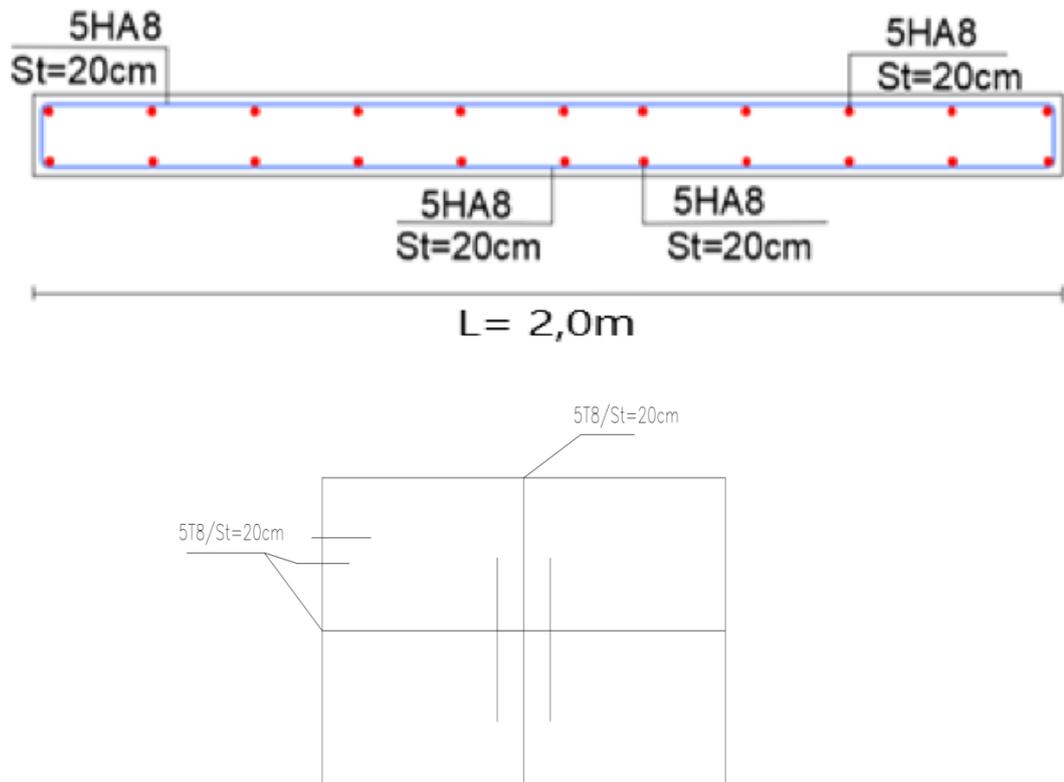


Figure III-15: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

III.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, le ferrailage des éléments secondaires de la structure sélectionnée est déterminé à savoir : Plancher, acrotère, balcon, escalier et ascenseur. Le ferrailage calculé répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

Chapitre IV

Etude dynamique de la structure

IV.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Le principal objectif d'une conception parasismique reste la sécurité des personnes et de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **IIa**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre **bâtiment** ne répond pas aux critères (4.1.2) exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones **I** et **II**

.Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique** (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014**.

IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure,

IV.3.2. Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ S} \end{cases}$$

IV.3.3 .Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0,20 \text{ sec}$
 N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

IV.4. Calcul de l'effort sismique à la base :**IV.4.1. Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale « V » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV-1 : Coefficient d'accélération de zone.

Dans ce cas, A=0,15

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau IV-2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + 0,15 = 1,15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de Systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour les coefficients R la valeur la plus petite, dans ce cas $R = 3,5$

- Après plusieurs études de variantes comportant différentes disposition des voiles on a choisi la variante suivante
- W : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :
- $W = \sum_{i=1}^n W_i$; avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;
- W_{Qi} : Charges d'exploitation ;
- β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :
- $\beta = 0,20$

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30 0,40
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau IV- 3 : Coefficient de pondération.

IV.4.2.Détermination de poids (Wt) de la structure :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural analyses Professional 2014**.

$$W_t = 36901,74 \text{ kN}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

$$T_1=0,15\text{s et } T_2=0,50\text{s} \dots\dots\dots (\text{Site meuble } S=3)$$

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,882$$

$$\eta = 0,882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$$\xi=7\%. (\text{Portique en béton armée et de remplissage dense})$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV-4 : Pourcentage d'amortissement critique.

a) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale calculée numériquement doit être inférieure à celle donnée par les formules empiriques donnée par le **RPA 99/V 2003** (formule 4-6 de l'article 4-2-4) et évaluée au paragraphe à la page 55 ($T_{dyn} < 1,3 T_{emp}$).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \text{ Ou } \begin{cases} h_N = 30,60 \text{ m} \\ C_T = 0,050 \end{cases}$$

$$T_1 = 0,05 * (30,60)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,65s$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad D_x = 24,65 \text{ m et } D_y = 12,00 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,09 * (30,60) / \sqrt{24,65} = 0,55s \quad T_3 = 0,09 * (30,60) / \sqrt{12,00} = 0,79s$$

$$T = \min(T_1, T_2, T_3) = 0,55s$$

IV.4.3. Le comportement de la structure avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$:

Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

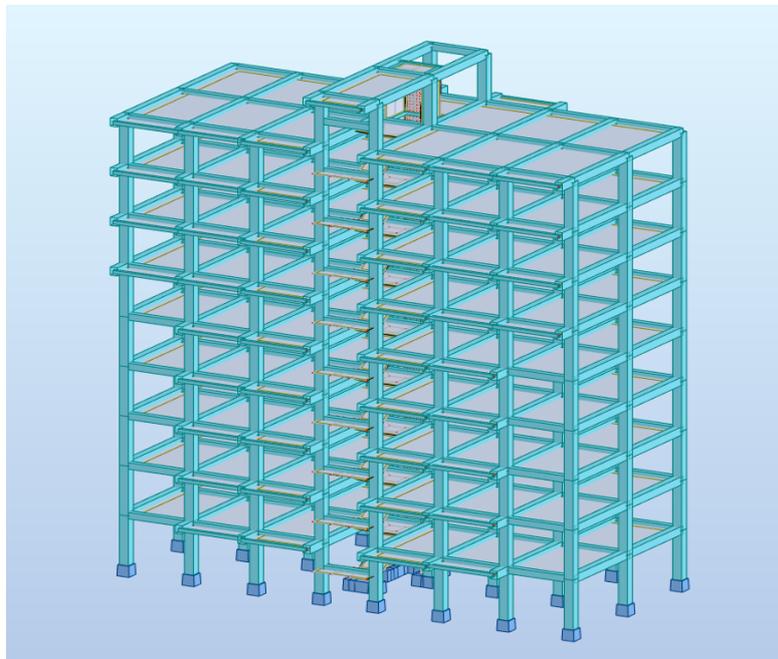


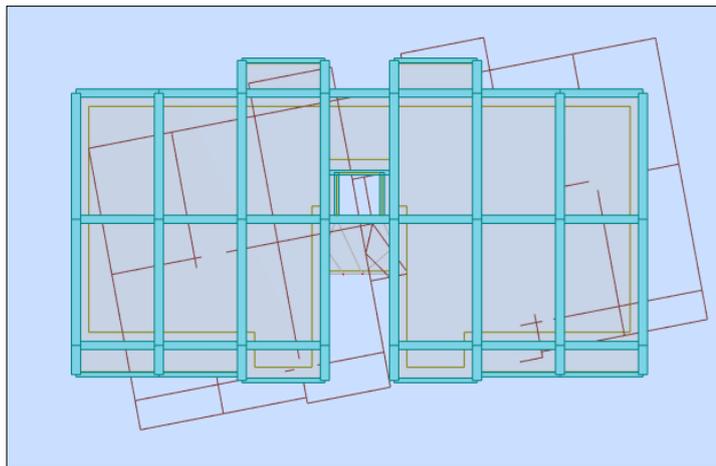
Figure IV-1 : La structure sans voiles.

IV.4.3.1. Le comportement de la structure sans voiles :

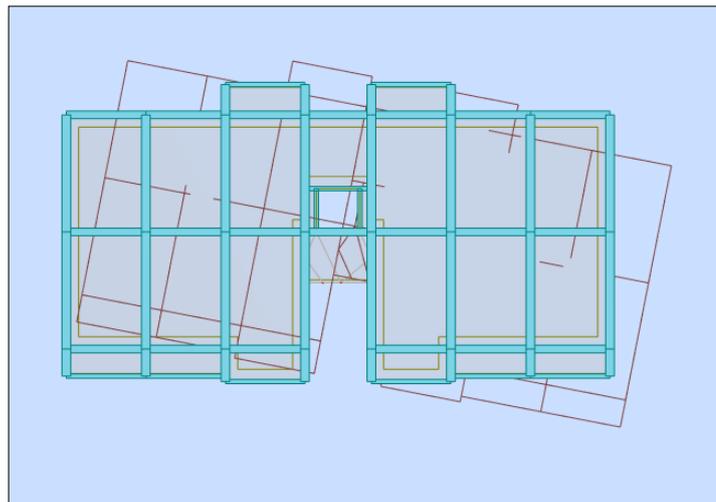
Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0,99	38,34	0,00	38,34	0,00	3311568,38
2	0,89	75,70	0,08	37,35	0,08	3311568,38
3	0,86	75,74	75,89	0,04	75,81	3311568,38
4	0,31	79,64	75,89	3,90	0,00	3311568,38
5	0,27	88,93	75,89	9,30	0,00	3311568,38
6	0,26	88,93	88,28	0,00	12,40	3311568,38
7	0,18	90,10	88,29	1,17	0,00	3311568,38
8	0,15	93,36	88,29	3,25	0,00	3311568,38
9	0,14	93,36	92,98	0,00	4,70	3311568,38

Tableau IV- 5 :Le comportement de la structure sans voiles.

➤ Mode 01 :



➤ Mode 02 :



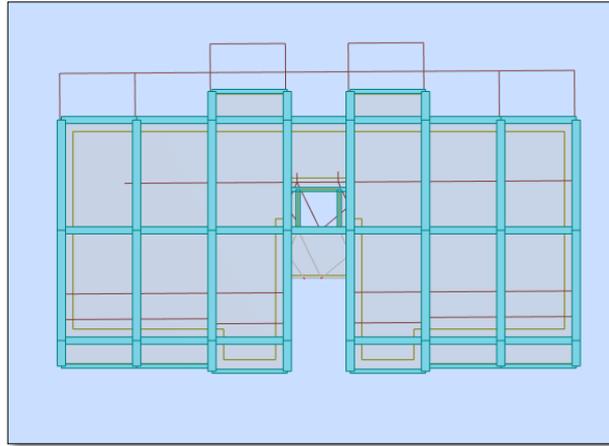
➤ **Mode 03 :**

Figure IV-2 :Le comportement de la structure sans voiles.

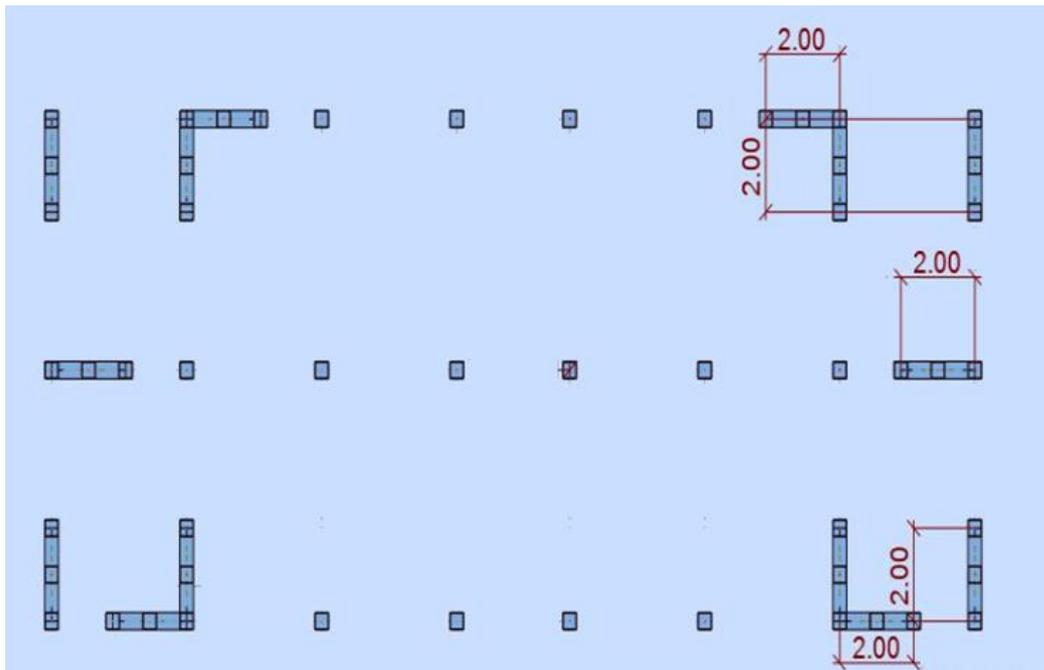
IV.4.3.2.Le comportement de la structure avec les voiles :**a) La première disposition :**

Figure IV-3 :La première disposition des voiles.

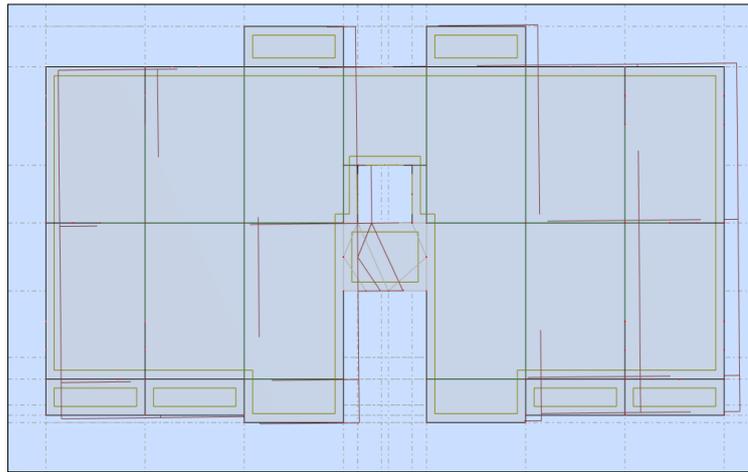
Pour obtenir l'aideur maximal à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsionnais à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction.

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0,71	68,65	0,01	68,65	0,01	3690174,42
2	0,67	68,66	70,84	0,01	70,83	3690174,42
3	0,56	70,70	70,84	2,04	0,00	3690174,42
4	0,21	84,82	70,84	14,12	0,00	3690174,42
5	0,19	84,82	85,36	0,00	14,52	3690174,42
6	0,16	85,90	85,36	1,08	0,00	3690174,42
7	0,11	88,13	85,36	2,23	0,00	3690174,42
8	0,09	91,48	85,36	3,36	0,00	3690174,42
9	0,09	91,48	91,08	0,00	5,72	3690174,42

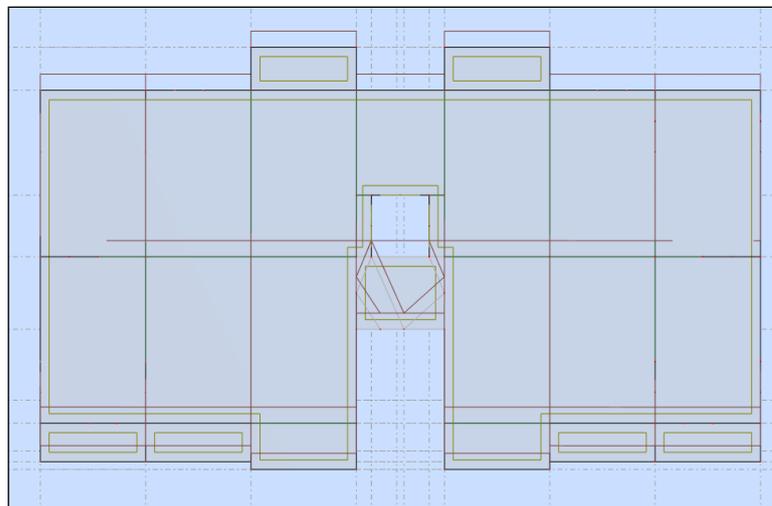
Tableau IV- 6 :Le comportement de la structure avec voiles.



➤ **Mode 01 :**



➤ **Mode 02 :**



➤ **Mode 03 :**

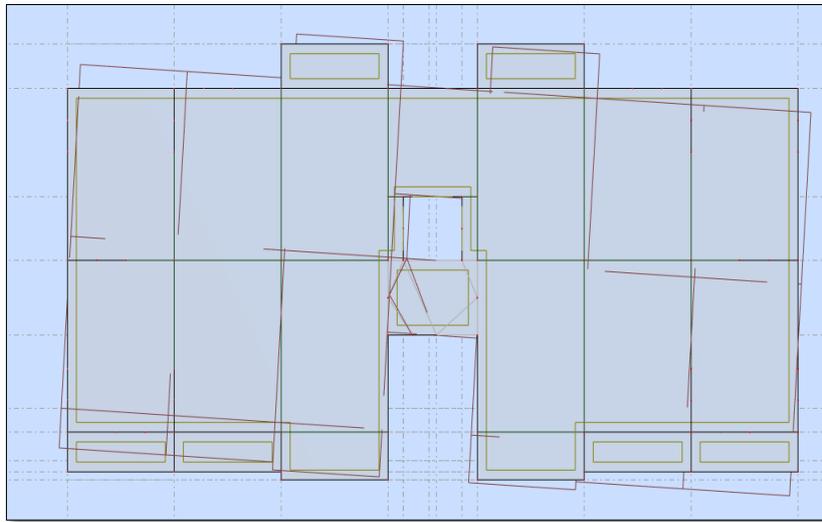


Figure IV-4 : Le comportement de la structure avec les voiles.

Remarques :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,71 s**.
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de rotation.
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de translation.
- ✓ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).
- ✓ Poids total de la structure :

$$W = W_{Gi} + 0,2W_{Qi} = 3690174,42 \text{ kg} = \mathbf{36901,74 \text{ KN.}}$$

IV.4.3.3. Vérification générale de la structure :

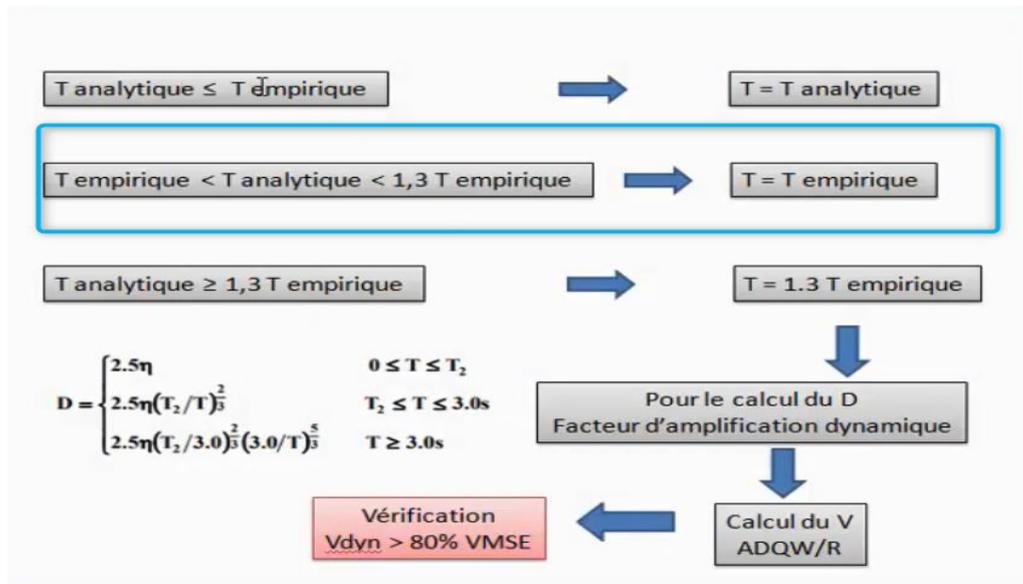
a) Calcul de la force sismique totale :(RPA art 4.2.3)

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone. **A = 0,15**

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen. **D=4, 597.**



✓ $T_{emp} < T_{num} < 1.3 T_{emp} \rightarrow T = T_{emp}$

$$2.5\eta(T_2/T)^2 \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

Donc : $D = 4,369 \quad 0,50s \leq 0,55s \leq 3s.$

Q : facteur de qualité. **Q=1,15.**

R : Coefficient de comportement global de la structure. **R=3,5.**

W : poids total de la structure. **W= 36901,74 KN.**

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$ Avec :

$V_{dynamique}$: la résultante des forces sismique à la base.

$V_{statique}$: la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si : $V_{dynamique} < 0.80 V_{statique}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,) Dans le rapport $0.8 V_{statique}/V_{dynamique}$.

- **Sens x :**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 4.369 \times 1.15}{3.5} \times 36901.74 \Rightarrow V_x = 7946.02 \text{ KN}$$

- **Sens Y :**

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 4.369 \times 1.15}{3.5} \times 36901.74 \Rightarrow V_y = 7946.02 \text{ KN}$$

Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

Les sens	0,8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80% V _{statique}	80% V _{sta} / V _{dyna}
Suivant X	6356,82	2818,38	Condition non vérifiée	2,26
Suivant Y	6356,82	2855,37	Condition non vérifiée	2,23

Tableau IV-7 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Après la majoration de la charge sismique (**1,85EX ; 1,99EY**) :

Les sens	0,8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80% V _{statique}
Suivant X	6356,82	6369,54	Condition vérifiée
Suivant Y	6356,82	6367,47	Condition vérifiée

Tableau IV-8 : Vérification de l'effort tranchant à la base après la majoration de la force sismique.

b) Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :
$$N_{rd} = \frac{N}{B.f_{c28}} \leq 0,3 [1]$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Section	B (Cm ²)	N (KN)	f _{c28} (MPa)	N _{rd}	
Poteau 50*50	50×50	2950,14	25	0,47	C.N.V
Poteau 40*40	40×40	1289,54	25	0,32	C.N.V

- On augmente la section des poteaux de :
 - ✓ RDC (75*75).
 - ✓ 1er à 3ème (65*65).
 - ✓ 4ème à 5ème (50*50).
 - ✓ 6ème (40*40).
 - ✓ 7ème à 8ème (35*35).

IV.4.3.4. Le comportement de la structure :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0,65	65,28	0,01	65,28	0,01	3874379,75
2	0,62	65,29	67,49	0,01	67,48	3874379,75
3	0,52	67,30	67,49	2,01	0,00	3874379,75
4	0,20	81,97	67,49	14,66	0,00	3874379,75
5	0,19	81,97	82,73	0,00	15,24	3874379,75
6	0,16	83,05	82,73	1,08	0,00	3874379,75
7	0,12	84,48	82,73	1,43	0,00	3874379,75
8	0,09	89,20	82,73	4,72	0,00	3874379,75
-						
15	0,06	92,32	91,27	0,00	2,31	3874379,75

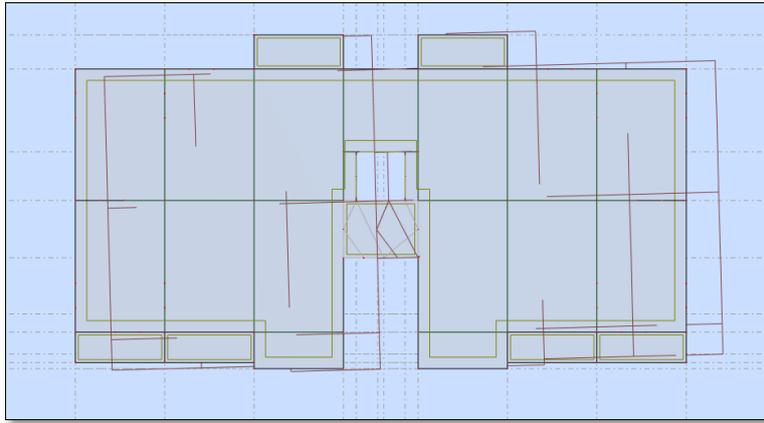
Tableau IV-9 : Comportement de la structure après augmentation de la section des.

Remarques :

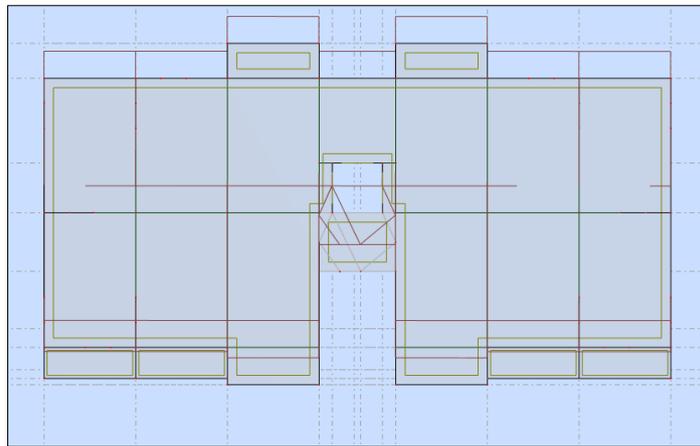
Ce modèle présente une période fondamentale : **T_x = 0,65 s**

- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les **15** premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Mode 01 : Translation sur X-X.



Mode 02 : Translation sur Y-Y.



Mode 03 : Rotation Z-Z.



Figure IV-5:Le comportement de la structure après augmentation de la section des poteaux.

a) Vérification de l'effort normal réduit :

La vérification s'effectue par la formule suivante :
$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3 [1]$$

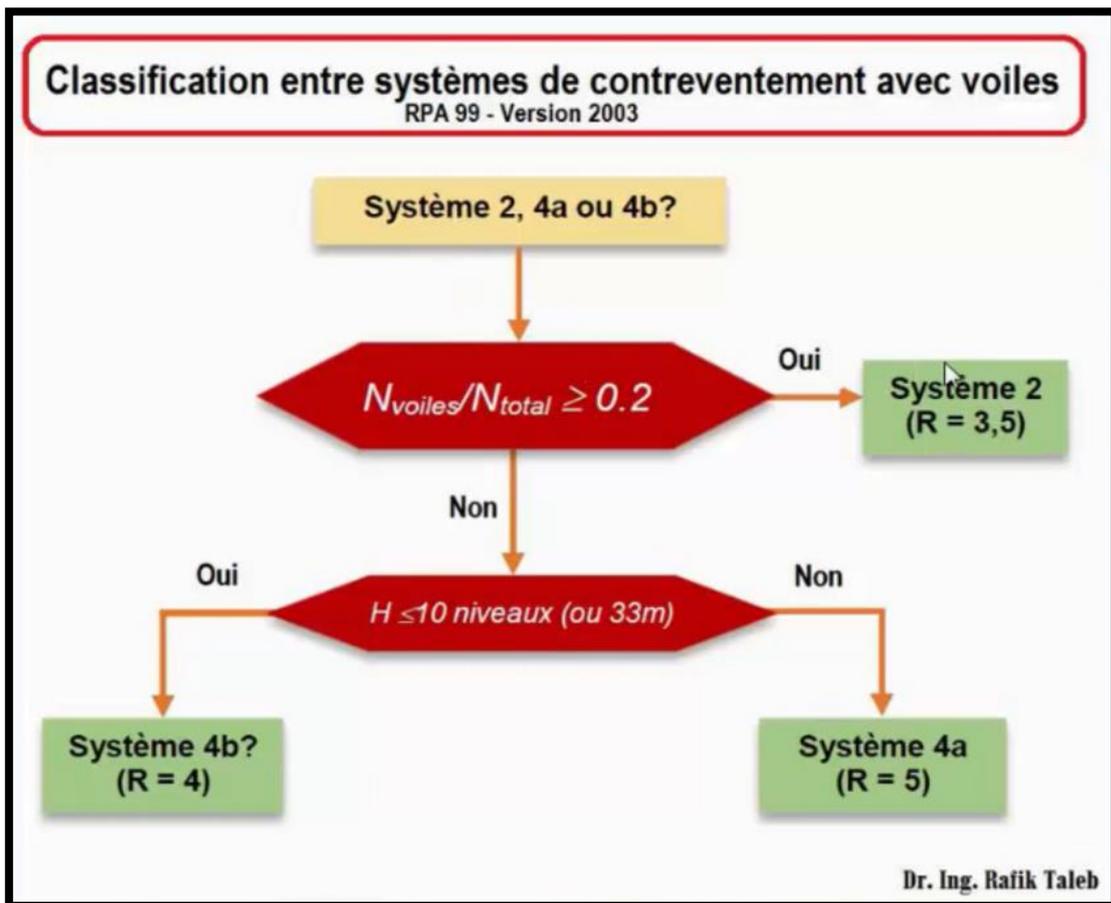
Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Section	B (cm ²)	N (KN)	Fc28(MPa)	Nrd	
Poteau 75*75	75×75	3807,01	25	0,27	Cv
Poteau 65*65	65×65	3148,92	25	0,24	Cv
Poteau 50*50	50×50	1698,71	25	0,29	Cv
Poteau 40*40	40×40	993,36	25	0,24	Cv
Poteau 35*35	35×35	681,56	25	0,22	Cv

Tableau IV-10 : Tableau récapitulatif après augmentation de la section des poteaux.



Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	3373,87	3491,98	15002,49
2	4225,11	4304,48	13689,25
3	3858,65	4019,95	12368,66
4	3087,56	3307,98	10792,54
5	3277,11	3483,25	10356,24
6	2344,84	2667,96	8752,82
7	2366,27	2593,02	7275,91
8	1876,88	2055,38	5312,38
9	795,87	1034,1	2899,09
10	48,11	147,85	335,26

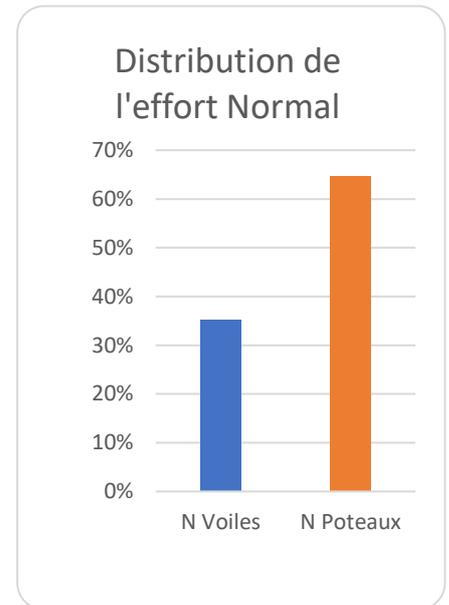


Tableau IV-11 : Tableau récapitulatif de l'effort normal et l'effort tranchant des voiles de contreventement.

Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	3269,02	2808,57	34821,45
2	2309,97	1899,18	29711,88
3	2403,86	1926,42	25419,1
4	2759,49	2244,41	21381,84
5	2027,61	1563,17	16347,51
6	2317,03	1763,08	12757,07
7	1517,59	1087,18	8978,38
8	1101,07	761,35	5861,74
9	1076,17	737,87	3255,04
10	246,17	162,84	334,54

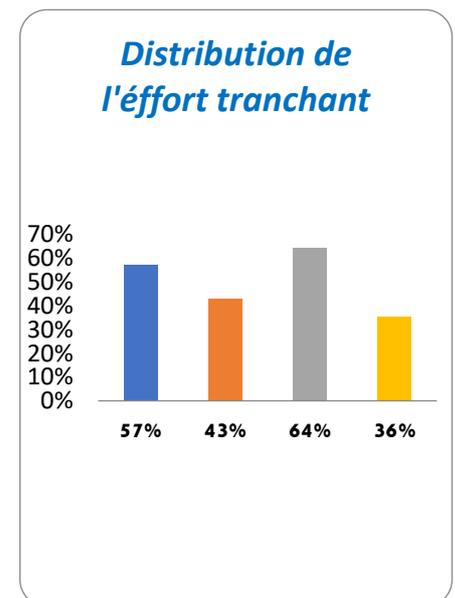


Tableau IV-12 : Tableau récapitulatif de l'effort normal et l'effort tranchant des poteaux.

✓ On choisit le système 2 Voiles porteurs $R=3.5$.

b) Vérification des déplacements latéraux inter étages :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les

déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 5
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\bar{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Etage	R	δ_{ek}^x (cm) $\times R$	δ_{ek}^y (cm) $\times R$	Δ_k^x (cm) $\times R$	Δ_k^y (cm) $\times R$	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
RDC	3,5	0,49	0,42	0,49	0,42	3,06	Vérifier
1	3,5	1,60	1,37	1,11	0,95	3,06	vérifier
2	3,5	3,04	2,62	1,44	1,25	3,06	vérifier
3	3,5	4,64	4,02	1,59	1,40	3,06	vérifier
4	3,5	6,36	5,52	1,72	1,50	3,06	vérifier
5	3,5	8,09	7,01	1,74	1,49	3,06	vérifier
6	3,5	9,80	8,46	1,71	1,46	3,06	vérifier
7	3,5	11,42	9,83	1,62	1,37	3,06	vérifier
8	3,5	12,90	11,08	1,47	1,25	3,06	vérifier

Tableau IV- 13 : Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

c) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

"RPA99 version 2003" [2]

PK: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

VK: Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

X-X :

Etage	P kn	ΔX m	VX kn	H m	θX	Vérification
RDC	159596,73	0,0049	6642,89	3,06	0,039	OK
1	126990,5	0,0111	6535,08	3,06	0,072	OK
2	98678,08	0,0144	6262,52	3,06	0,076	OK
3	74061,37	0,0159	5847,05	3,06	0,067	OK
4	53140,36	0,0172	5304,72	3,06	0,057	OK
5	35809,31	0,0174	4661,87	3,06	0,045	OK
6	21863,21	0,0171	3883,86	3,06	0,032	OK
7	11318,7	0,0162	2977,95	3,06	0,021	OK
8	4045,82	0,0147	1872,04	3,06	0,011	OK

Tableau IV-14 : Vérification de l'effet P- Δ (X-X).

Y-Y:

Etage	P kn	ΔY m	VY kn	H m	θY	Vérification
RDC	159596,73	0,0042	6300,55	3,06	0,035	OK
1	126990,5	0,0095	6203,66	3,06	0,065	OK
2	98678,08	0,0125	5946,38	3,06	0,069	OK
3	74061,37	0,014	5552,39	3,06	0,062	OK
4	53140,36	0,015	5046,42	3,06	0,053	OK
5	35809,31	0,0149	4431,03	3,06	0,040	OK
6	21863,21	0,0146	3680,21	3,06	0,029	OK
7	11318,7	0,0137	2816,73	3,06	0,018	OK
8	4045,82	0,0125	1771,97	3,06	0,010	OK

Tableau IV- 15 : Vérification de l'effet P- Δ (Y-Y).

d) Vérification au renversement :(RPA99/V2003 Art.5.5.)[1]:

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

Ms : moment stabilisant

Mr : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité

D'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des

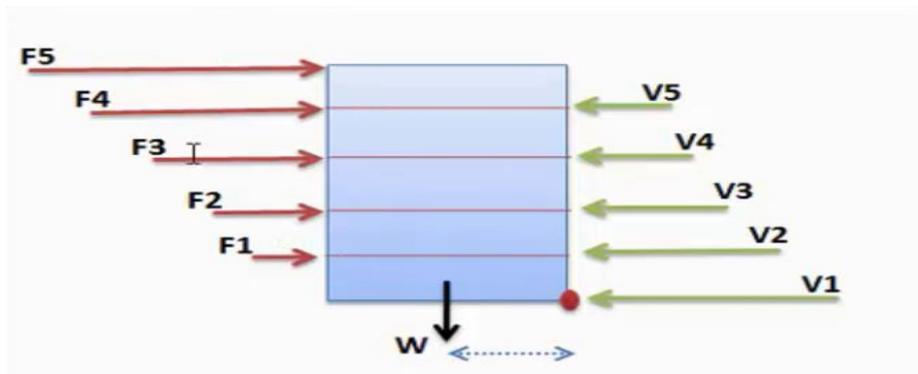
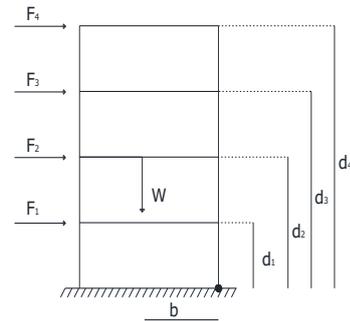
Effets de renversement et/ou de glissement

- ✓ $M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$
- ✓ $M_{\text{stabilisant}} = W \times b$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,5$$



X-X :

ETAGE	Vx (KN)	FX	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	6642,89	107,81	3,06	3874379,75	12,48	329,90	48352259,28	OK
1	6535,08	272,56	6,12			1668,07		OK
2	6262,52	415,47	9,18			3814,01		OK
3	5847,05	542,33	12,24			6638,12		OK
4	5304,72	642,85	15,30			9835,61		OK
5	4661,87	778,01	18,36			14284,26		OK
6	3883,86	905,91	21,42			19404,59		OK
7	2977,95	1105,91	24,48			27072,68		OK
8	1872,04	1872,04	27,54			51555,98		OK
						134603,22		

Tableau IV-16 : Vérification au renversement selon le sens X-X.

Y-Y :

ETAGE	VY (KN)	FY	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	6300,55	96,89	3,06	3874379,75	5,26	329,90	20379237,49	OK
1	6203,66	257,28	6,12			1668,07		OK
2	5946,38	393,99	9,18			3814,01		OK
3	5552,39	505,97	12,24			6638,12		OK
4	5046,42	615,39	15,30			9835,61		OK
5	4431,03	750,82	18,36			14284,26		OK
6	3680,21	863,48	21,42			19404,59		OK
7	2816,73	1044,76	24,48			27072,68		OK
8	1771,97	1771,97	27,54			51555,98		OK
						127752,98		

Tableau IV-17: Vérification au renversement selon le sens Y-Y.

IV.4.4. Le comportement de la structure avec $f_{c28} = 40\text{MPa}$:

Les périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

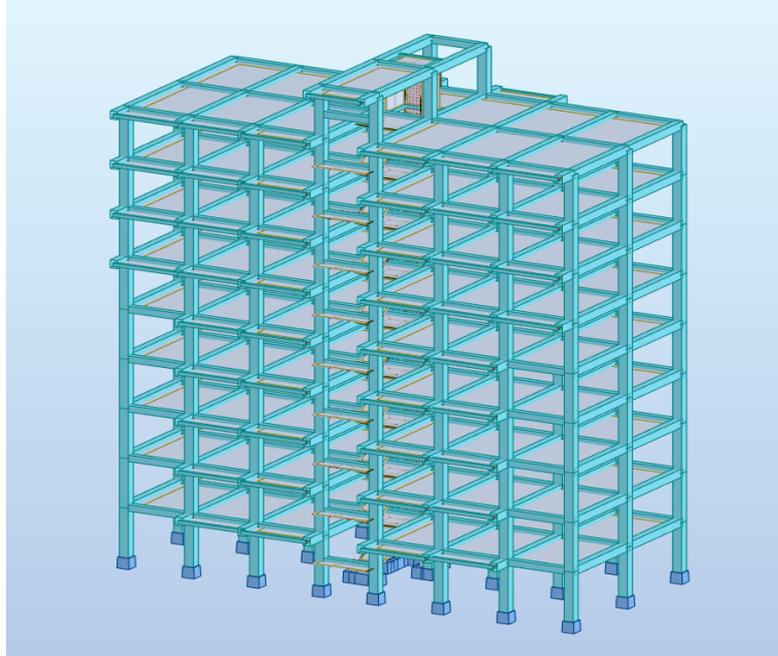


Figure IV-6 : La structure sans voiles.

IV.4.4.1. Le comportement de la structure sans voiles :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0,91	38,34	0,00	38,34	0,00	3311568,38
2	0,82	75,70	0,08	37,35	0,08	3311568,38
3	0,79	75,74	75,89	0,04	75,81	3311568,38
4	0,29	79,64	75,89	3,90	0,00	3311568,38
5	0,25	88,93	75,89	9,30	0,00	3311568,38
6	0,24	88,93	88,28	0,00	12,40	3311568,38
7	0,16	90,10	88,29	1,17	0,00	3311568,38
8	0,14	93,36	88,29	3,25	0,00	3311568,38
9	0,12	93,36	92,98	0,00	470	3311568,38

Tableau IV- 18 : Le comportement de la structure sans voiles.

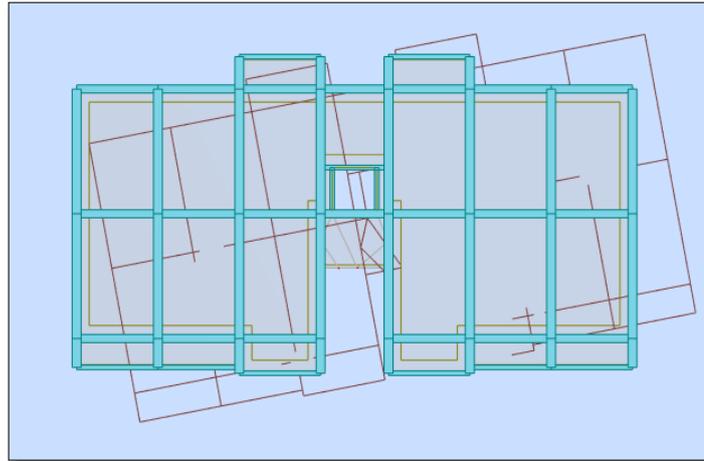
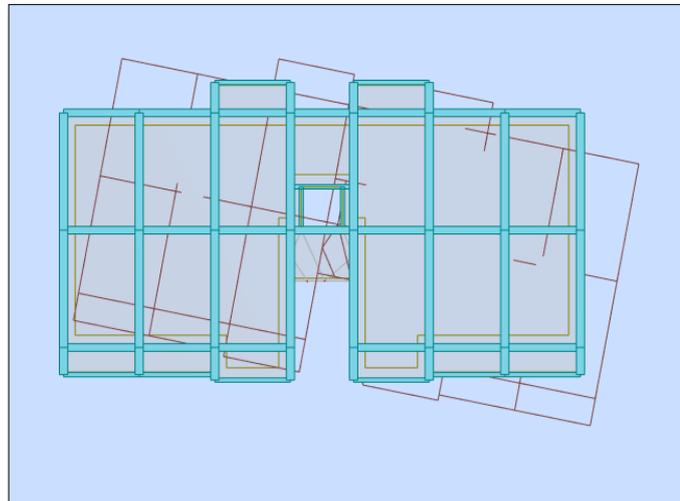
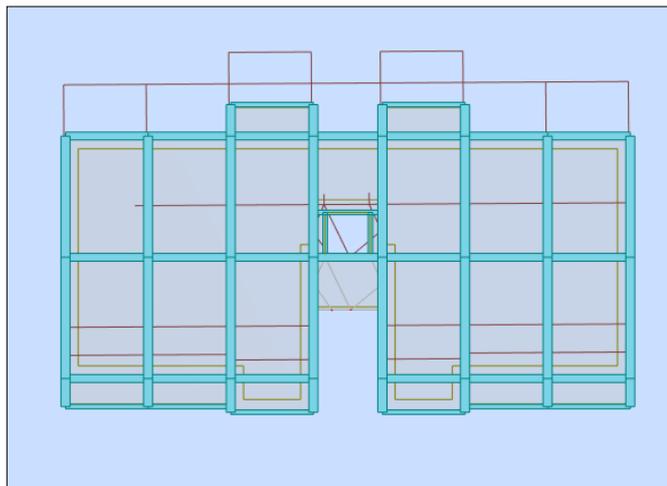
➤ **Mode 01 :**➤ **Mode 02 :**➤ **Mode 03 :**

Figure IV-7:Le comportement de la structure sans voiles.

IV.4.4.2. Le comportement de la structure avec les voiles :

a) La première disposition :

Pour obtenir l'aideur maximal à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsionnais à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction.

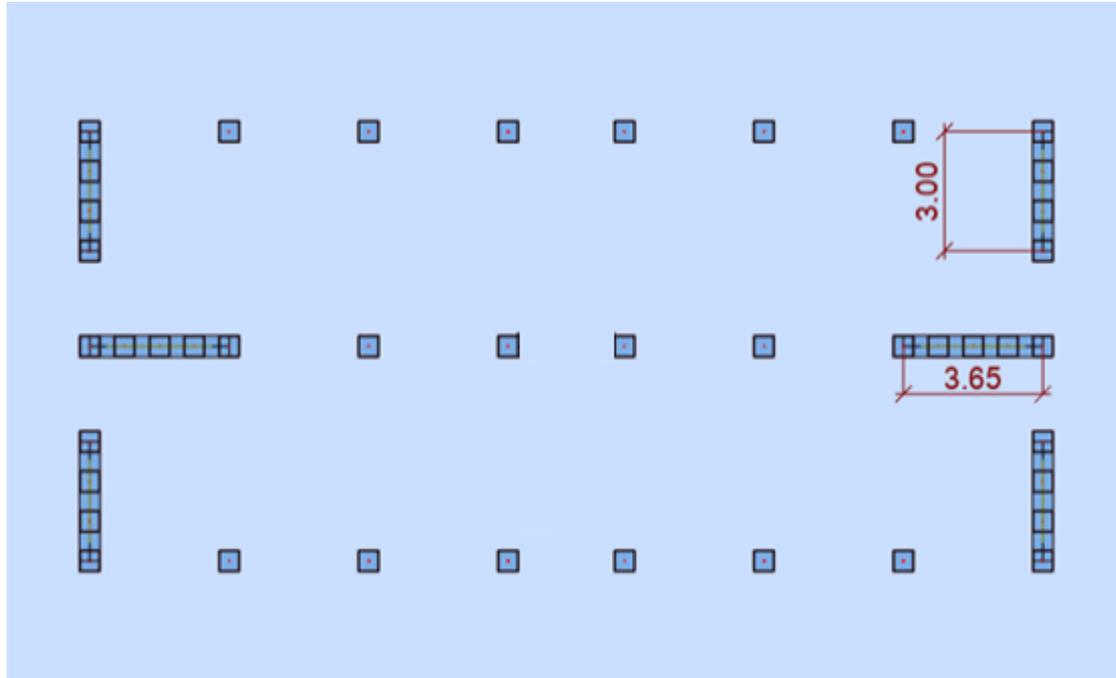
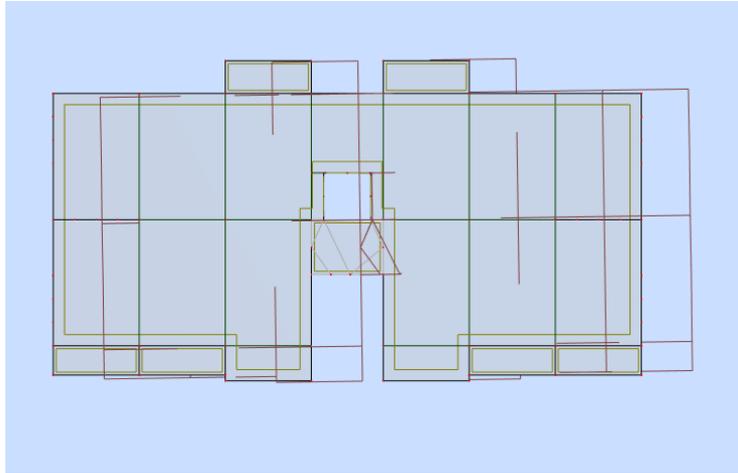


Figure IV-8 :La première disposition des voiles($f_{c28} = 40\text{MPa}$).

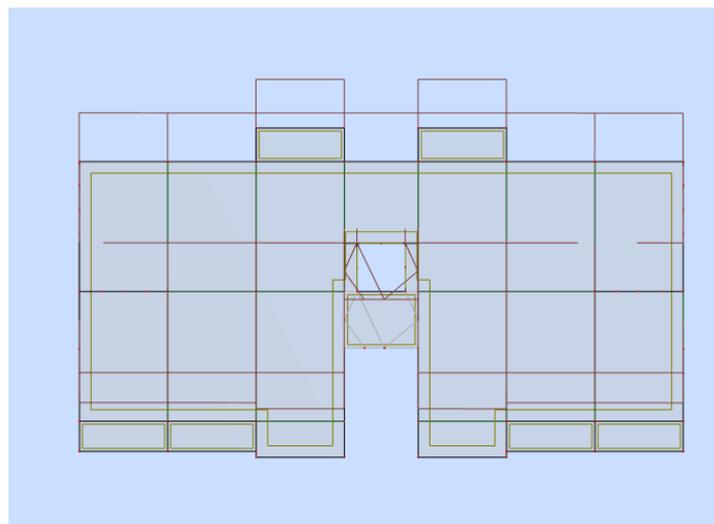
mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0,66	70,02	0,00	70,02	0,00	3630655,56
2	0,58	70,02	72,18	0,00	72,17	3630655,56
3	0,47	70,30	72,18	0,27	0,00	3630655,56
4	0,17	86,46	72,18	16,17	0,00	3630655,56
5	0,16	86,46	86,39	0,00	14,22	3630655,56
6	0,13	86,63	86,39	0,17	0,00	3630655,56
7	0,09	89,24	86,39	2,61	0,00	3630655,56
8	0,08	89,24	91,95	0,00	5,56	3630655,56
9	0,07	92,98	91,95	3,74	0,00	3630655,56

Tableau IV- 19 :Le comportement de la structure avec voiles.

➤ **Mode 01 :**



➤ **Mode 02 :**



➤ **Mode 03 :**

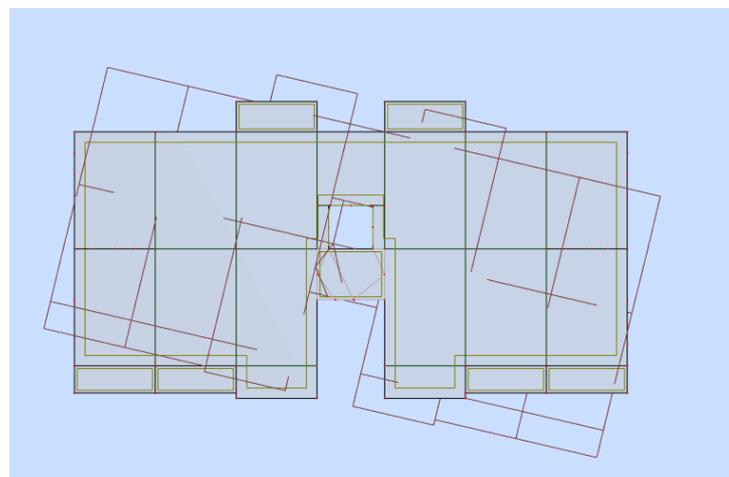


Figure IV-9 :Le comportement de la structure avec voiles.

Remarques :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,66 s**.
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de rotation.
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de translation.
- ✓ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).
- ✓ Poids total de la structure :

$$W = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} = 3630655,56 \text{ kg} = 36306,55 \text{ KN}$$

IV.4.4.3. Vérification générale de la structure :**c) Calcul de la force sismique totale :(RPAart 4.2.3)**

$$\text{Donc : } D = 4.369 \quad 0.50s \leq 0.55s \leq 3s.$$

Q : facteur de qualité. **Q=1.15**.

R : Coefficient de comportement global de la structure. **R=3,5**.

W : poids total de la structure. **W= 36306,55KN**.

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0,15 \times 4,369 \times 1,15}{3,5} \times 36306,55 \Rightarrow V_x = 7817,86 \text{ KN}$$

$$0.8 V_x = 6254,29 \text{ KN.}$$

Sens Y :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0,15 \times 4,369 \times 1,15}{3,5} \times 36306,55 \Rightarrow V_y = 7817,86 \text{ KN}$$

$$0.8 V_y = 6254,29 \text{ KN.}$$

Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

Les sens	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80% V _{statique}	80% V _{sta} / V _{dyna}
Suivant X	6254,29	2949,17	Condition non vérifiée	2,12
Suivant Y	6254,29	3112,41	Condition non vérifiée	2,01

Tableau IV-20 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Après la majoration de la charge sismique (**1.85EX ;1.99EY**) :

Les sens	$0.8V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	6254,29	6281,74	Condition vérifiée
Suivant Y	6254,29	6367,47	Condition vérifiée

Tableau IV- 21 : Vérification de l'effort tranchant à la base après la majoration del'effort sismique.

d) Vérification de l'effort normal réduit :

	B (cm ²)	N (KN)	f_{c28} (MPa)	N_{rd} (KN)	$N_{rd} = N/(B.f_{c28}) \leq 0,3$
Poteau 50*50	50×50	2896,52	40	0,289	C.V
Poteau 40*40	40×40	1645,17	40	0,257	C.V

Tableau IV-22 : Vérification de l'effort normal réduit.

Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	4573,3	4932,46	15428,18
2	4720,26	4804,27	13617,22
3	4094,88	4284,57	12093,56
4	3535,34	3833,89	10515,51
5	2992,22	3382,83	8895,01
6	2425,54	2883,36	7239,36
7	1793,99	2285,83	5544,34
8	1121,36	1614,77	3806,43
9	107,67	542,38	2054,83
10	8,46	36,88	293,34

Distribution de l'effort Normal

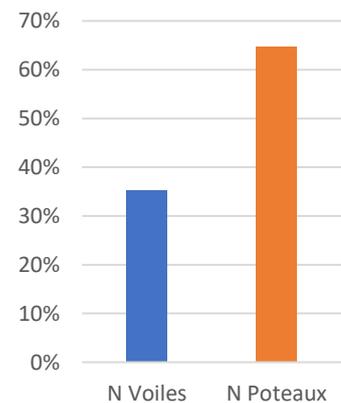


Tableau IV-23 : Tableau récapitulatif de l'effort normal et l'effort tranchant des voiles de contreventement.

Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	1708,45	1447,98	31706,87
2	1462,46	1486,63	28186,61
3	1845,91	1771,73	24692,73
4	2044,51	1857,15	21253,23
5	2115,44	1818,22	17856,19
6	2088,48	1687,01	14494,31
7	1990,01	1499,06	11035,57
8	1787,30	1250,51	7619,72
9	1913,31	1221,74	4217,56
10	313,35	236,12	421,68

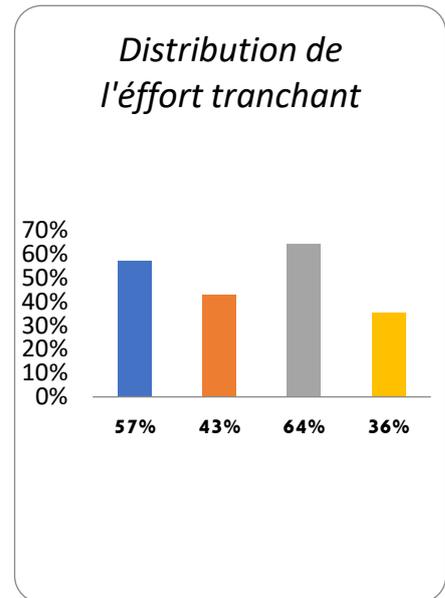


Tableau IV-24 : Tableau récapitulatif de l'effort normal et l'effort tranchant des poteaux.

✓ On choisit le système 2 Voiles porteurs R= 3,5.

✓

e) **Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

Etage	R	$\delta_{eK}^x(\text{cm}) \times R$	$\delta_{eK}^y(\text{cm}) \times R$	$\Delta_K^x(\text{cm}) \times R$	$\Delta_K^y(\text{cm}) \times R$	$\bar{\Delta}(\text{cm})$	Observation
RDC	3.5	0,53	0,45	0,53	0,45	3,06	Vérifier
1	3.5	1,58	1,36	1,05	0,91	3,06	Vérifier
2	3.5	2,96	2,54	1,38	1,17	3,06	Vérifier
3	3.5	4,54	3,83	1,58	1,30	3,06	Vérifier
4	3.5	6,22	5,15	1,68	1,32	3,06	Vérifier
5	3.5	7,91	6,43	1,70	1,27	3,06	Vérifier
6	3.5	9,55	7,61	1,64	1,18	3,06	Vérifier
7	3.5	11,10	8,68	1,55	1,07	3,06	Vérifier
8	3.5	12,54	9,63	1,44	0,96	3,06	Vérifier

Tableau IV- 25 : Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

f) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

X-X :

Etage	P (KN)	ΔX (m)	VX (KN)	H(m)	θX	Vérification
RDC	156602.7	0,0053	6281,75	3,06	0,043	OK
1	125988.24	0,0105	6182.72	3,06	0,070	OK
2	98859.02	0,0138	5940.79	3,06	0,075	OK
3	74984.14	0,0158	5579.85	3,06	0,069	OK
4	54363.6	0,0168	5107.66	3,06	0,058	OK
5	36997.4	0,0170	4514.02	3,06	0,046	OK
6	22885.54	0,0164	3784	3,06	0,032	OK
7	12099.83	0,0155	2908.66	3,06	0,021	OK
8	4640.26	0,0144	1805.64	3,06	0,012	OK

Tableau IV- 26 : Vérification de l'effet P- Δ (x-x).

Y-Y:

Etage	P kn	ΔY m	VY kn	H m	θY	Vérification
RDC	156602,7	0,0045	6380,44	3,06	0,036	OK
1	125988,24	0,0091	6290,89	3,06	0,060	OK
2	98859,02	0,0117	6056,30	3,06	0,062	OK
3	74984,14	0,0130	5691,04	3,06	0,056	OK
4	54363,60	0,0132	5201,05	3,06	0,045	OK
5	36997,40	0,0127	4570,37	3,06	0,034	OK
6	22885,84	0,0118	3784,89	3,06	0,023	OK
7	12099,83	0,0107	2865,28	3,06	0,015	OK
8	4640,26	0,0096	1764,13	3,06	0,008	OK

Tableau IV- 27 : Vérification de l'effet P- Δ (y-y).

g) Vérification au renversement :(RPA99/V2003 Art.5.5.)[1]:

X-X :

ETAGE	V _x (KN)	FX	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	6281,75	99,03	3,06	3606,55	12,48	303,03	48352259,28	OK
1	6182,72	241,93	6,12			1480,61		OK
2	5940,79	360,94	9,18			3313,43		OK
3	5579,85	472,19	12,24			5779,61		OK
4	5107,66	593,64	15,30			9082,69		OK
5	4514,02	730,02	18,36			13403,17		OK
6	3784,00	875,34	21,42			18749,78		OK
7	2908,66	1103,02	24,48			27001,93		OK
8	1805,64	1805,65	27,54			49727,33		OK
						128841,58		

Tableau IV-28 : Vérification au renversement selon le sens x-x.

Y-Y :

ETAGE	V _y (KN)	F _y	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	6380,44	89,55	3,06	36303,55	5,26	274,02	20379237,49	OK
1	6290,89	234,59	6,12			1435,69		OK
2	6056,30	365,26	9,18			3353,09		OK
3	5691,04	489,99	12,24			5997,48		OK
4	5201,05	630,68	15,30			9649,40		OK
5	4570,37	785,48	18,36			14421,41		OK
6	3784,89	919,61	21,42			19698,05		OK
7	2865,28	1101,15	24,48			26956,15		OK
8	1764,13	1764,13	27,54			48584,14		OK
						130369,43		

Tableau IV-29: Vérification au renversement selon le sens y-y.

IV.5. Conclusion :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** a permis de vérifier plusieurs critères :

- ✓ Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{er} et le 2^{ème} soient des translations, le 3^{ème} soit une torsion pour avoir plus de sécurité.
- ✓ Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- ✓ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.VMSE$)
- ✓ Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- ✓ Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- ✓ Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- ✓ Vérifier le pourcentage donné par le RPA99 version 2003 pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- ✓ Vérification de la condition de l'effort réduit
- ✓ Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle.

Chapitre V
Etude des portiques

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, c'est l'ensemble des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Ces éléments sont réalisés en béton armé doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA93** et le **RPA99 version 2003**

V.2. Ferrailage des poutres :

V.2. 1. Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

- Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_b = 18,48 \text{ MPa pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \sigma_b = 29,56 \text{ MPa pour } f_{c28} = 40 \text{ MPa} \end{cases} \end{cases}$$

Pour une situation courante :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_b = 14,17 \text{ MPa pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \sigma_b = 22,67 \text{ MPa pour } f_{c28} = 40 \text{ MPa} \end{cases} \end{cases}$$

V.2. 2. Les armatures longitudinales:

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{\min} = 0,5\% bh_t$.
- Section d'armature maximale: $A_{\max1} = 4\% bh_t$. (Zone courante)

$A_{\max2} = 6\% bh_t$. (Zone de recouvrement).

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone I et II.

V.2. 2.1.Sens longitudinal : « poutre secondaire» :

➤ Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\%b.h_t$	35	40	7
$A_{\max 1} = 4\%b.h_t$	35	40	56
$A_{\max 2} = 6\% b.h_t$	35	40	84

Tableau V-1:Les sections min et max des poutres secondaires.

V.2.2.2.Sens transversal : « poutre principale» :

➤ Armature longitudinale :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\%b.h_t$	40	50	10
$A_{\max 1} = 4\%b.h_t$	40	50	80
$A_{\max 2} = 6\% b.h_t$	40	50	120

Tableau V-2:Les sections min et max des poutres principales.

V.2.3. Ferrailage des poutres pour $f_{c28}=25$ Mpa:

V.2.3.1. Exemple de calcul :

Données :

- Largeur de la poutre $b=40$ cm.
- Hauteur de la section $h_t=50$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9xh_t = 45,00$ cm.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ MPa.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.

➤ **En appuis :**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 117,65 \text{ KN.m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 327 \text{ KN.m.}$$

$M_{sp2}/M_{sp1} = 2,78 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p2}).

Moment ultime M_u	M_a (KN.m)	327 KN.m	$\mu=0,114 < 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,114	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,1516	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,939	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	22,24 cm ²	

Tableau V-3 : Représente le ferrailage en appuis du plancher RDC.

➤ **En travée :**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 72,86 \text{ KN.m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 121,14 \text{ KN.m.}$$

$M_{sp2}/M_{sp1} = 1,66 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p2}).

Moment ultime M_u	M_t	121,14 KN.m	$\mu=0,042 < 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,0422	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0539	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,978	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	7,91 cm ²	

Tableau V-4 : Représente le ferrailage en travées du plancher RDC.

V.2.3.2. Les vérifications :

- **Sens transversal : « poutre principale » :**

- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h_t = (0,5 \times 40 \times 50) / 100 = 10,00 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

- ✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{max} = 134,86 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b x d) = 134,86 \times 10 / (40 \times 45) = 0,75 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,75 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

✓ **Calcul les armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (14,29 ; 40 ; 20) \text{ mm}$$

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

- **Calculs de L'espace :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min (40,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\}$$

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (12,5 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2. \quad S_t \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm.} \\ \text{Zone courante : } S_t = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **La section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$F_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,75 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,020 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,75}{2} = 0,375 ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{s_t} \right)_{min} \geq \frac{0,165 \times b}{f_e} = \frac{0,40 \times 40}{235} = 0,001 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : on prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$D'où: A_t \geq 0,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = F_b / S \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{cases}$$

$$d'où: \bar{\sigma}_b = 2T / ab$$

a : longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T / ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$a \geq 2 \cdot T \cdot \gamma_b / (0,8 \cdot f_{c28} \cdot b)$$

$$a \geq 2 \times 134,86 \times 1,5 / (0,8 \times 25 \times 40 \times 10) = 0,0506 \text{ m} = 5,1 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm.}$$

$a = 36 \text{ cm} > 5,1 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

- **Entraînement des armatures :**

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 6$

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = 134,86 \times 10^3 / 0,9 \times 45 \times 4,398 \times 6 \times 10^2 = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 1,26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \phi f_c / 4 \tau_s$

Avec ϕ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,835) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 40cm » donc il faut courber les barres avec un rayon u:

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

- **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 45\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\begin{cases} \phi_L = 1,6 \text{ cm} & ; & L_2 = 33,55 \text{ cm} & ; & L_1 = 0,55 \text{ cm} \\ \phi_L = 2,0 \text{ cm} & ; & L_2 = 33,80 \text{ cm} & ; & L_1 = 0,70 \text{ cm} \end{cases}$$

- **La longueur de recouvrement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de

40 ϕ en zone I

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64\text{cm}$$

$$\phi = 2,0 \text{ cm} \rightarrow l = 80\text{cm}$$

- **Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{ser} = 85,60 \text{ KN.m} \quad A = 5,55 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow 20y^2 + 83,25y - 3746,25 = 0 \Rightarrow y = 11,76 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 113667,7889 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{85,60 \times 10^3}{113667,7889} \times 13,38 = 8,87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{tmax} = 53,09 \text{ KN.m,}$$

$$M_0 = (G+Q) l^2/8 = (82,93+16,05) \times (5,80)^2/8 = 416,21 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 5,55 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,09 > 0,0625 & (\text{condition vérifiée}). \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,09 > 0,013 & (\text{condition vérifiée}). \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,0031 < 0,0105 & (\text{condition vérifiée}). \end{cases}$$

RDC+ planchers courants et terrasse	Sections	M	As _{min}	As cm ² /m	Armatures adopté	As adoptées cm ² /m
Poutres principales (40x50)						
Appuis		327	10	22,23	8HA20	25,13
Travée		121,14	10	7,91	6HA16	12,06
Poutres secondaires (35x40)						
Appuis		45,50	7	3,68	6HA14	9,24
Travée		54,46	7	4,40	6HA14	9,24

Tableau V-5 : Tableau de ferrailage des poutres pour $f_{c28}=25$ Mpa.

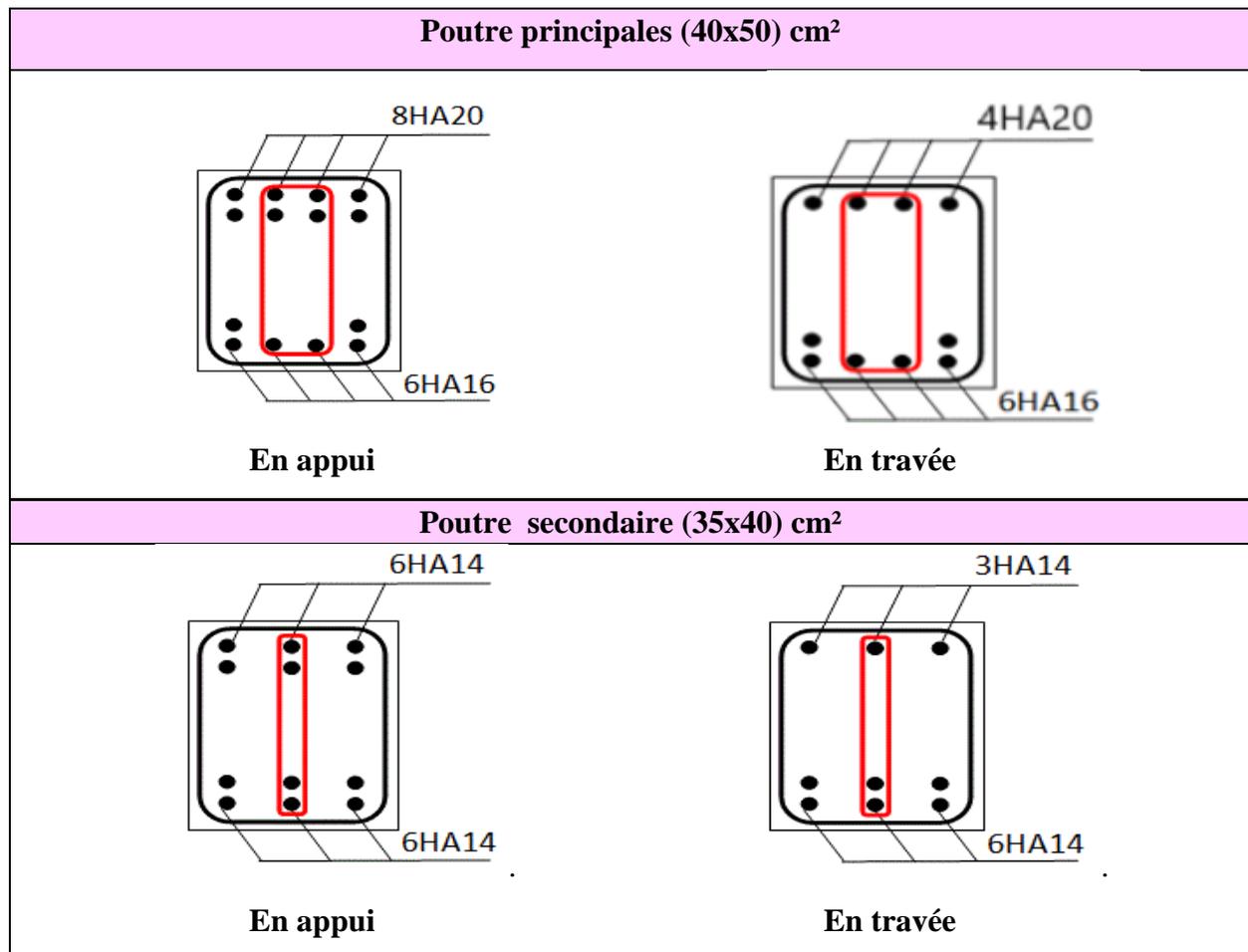


Figure V-1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires pour $f_{c28}=25$ Mpa.

V.2.4. Ferrailage des poutres pour $f_{c28}=40\text{Mpa}$:

RDC+ planchers courants et terrasse	Sections	M	A_{smin}	A_S cm ² /m	Armatures adopté	A_S adoptées cm ² /m
Poutres principales (40x50)						
Appuis		173,15	10	14,1	8HA16	16,08
Travée		75,83	10	6,0	8HA14	12,32
Poutres secondaires (35x40)						
Appuis		68,17	7	5,4	6HA14	9,24
Travée		58,73	7	4,6	6HA14	9,24

Tableau V-6 : Tableau deferrailage des poutrespour $f_{c28}=40$ Mpa.

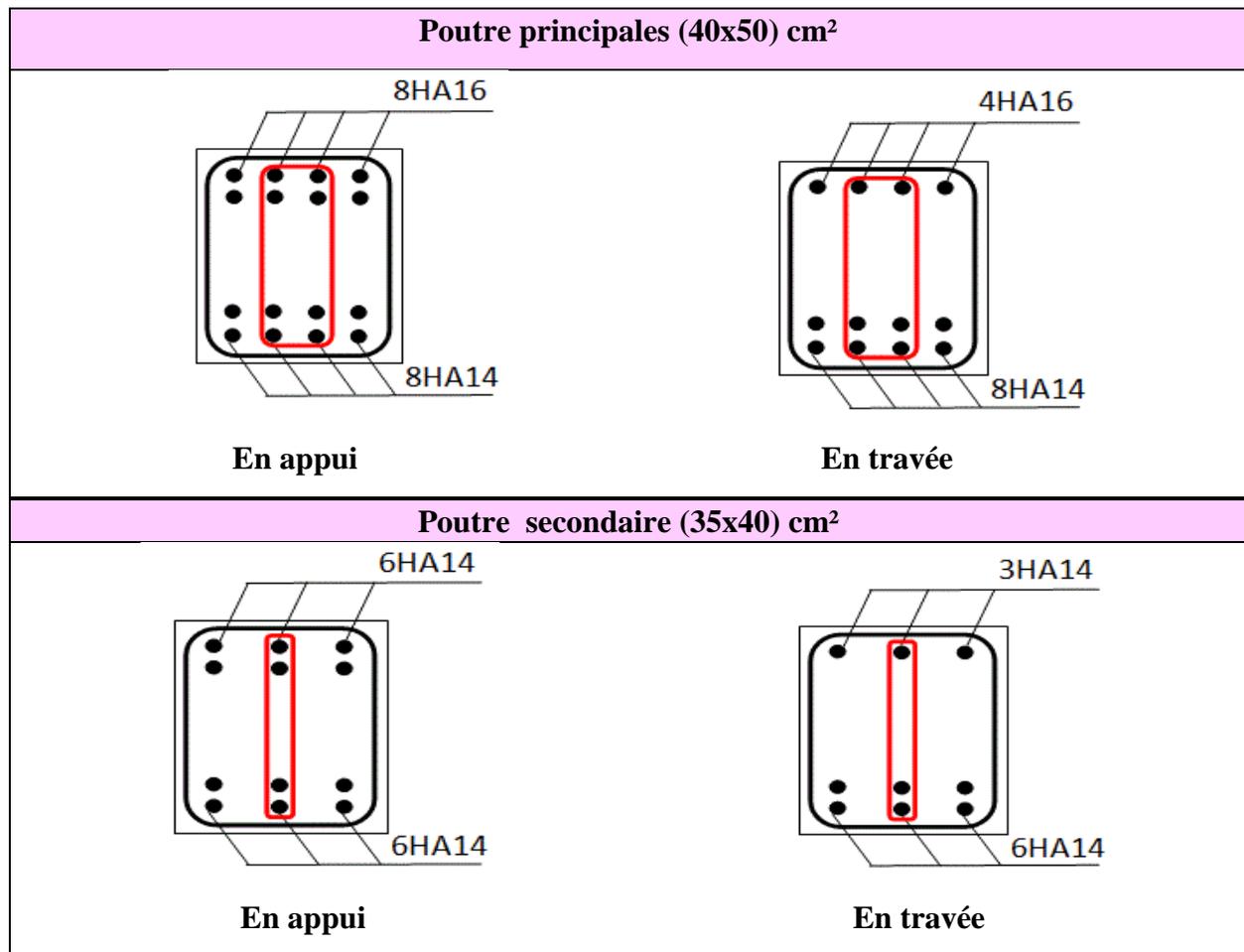


Figure V-2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales

et secondaires pour $f_{c28}=40$ Mpa.

- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser
- 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

V.3.3.Ferraillage des poteaux avec $f_{c28}=25$ Mpa:

Type de poteaux	Type 1 (75x75)	Type 2 (65x65)	Type 3 (50x50)	Type 4 (40x40)	Type 5 (35x35)
$A_{min}=0,8\%.S[\text{cm}^2]$	45	33,8	20	12,8	9,80
$A_{max1}=4\%.S[\text{cm}^2]$	225	169	100	64	49
$A_{max2}=6\%.S[\text{cm}^2]$	337,5	254	150	96	73,5

Tableau V-7: Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(V2003)

pour $f_{c28}=25$ Mpa.

Nous avons une section transversale (75x75),(65x65),(50x50), (40x40) et (35x35) pour le calcul des poteaux, on considère le cas le plus défavorable qui donne la contrainte maximale de traction des armatures et celle maximale de compression du béton.

Le tableau ci-dessus présente l'illustration des résultats obtenus par le code ROBOT :(suivant BAEL 91 mod.99)

Poteaux	Combinaisons	N _{max} (KN)	M _{corresp} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{corresp} (KN)	N _{min} (KN)	M _{corresp} (KN)
75X75	1.35G +1.5Q	2231,88	2,68	64,27	2071,79	1329,62	4,67
	G + Q	1626,12	1,94	46,55	1508,81	970,12	3,40
	0.8G ± E	3602,28	390,32	448,31	3438,94	831,23	357,24
65X65	1.35G +1.5Q	1947,83	1,96	49,85	1896,97	771,05	24,57
	G + Q	1418,94	1,42	36,08	1381,04	562,26	17,83
	0.8G ± E	2854,73	236,46	403,76	1126,62	771,25	230,32
50X50	1.35G +1.5Q	1172,74	1,31	41,24	526,54	160,86	5,59
	G + Q	854,00	0,96	30,07	383,46	118,19	4,09
	0.8G±E	1423,33	104,87	313,09	566,77	454,07	231,35
40X40	1.35G +1.5Q	734,12	30,70	30,70	734,12	343,67	24,70
	G + Q	534,56	22,20	22,20	534,56	250,52	17,93
	0.8G ± E	822,14	79,36	178,32	355,98	107,04	84,51
35X35	1.35G+1.5Q	529,80	25,36	36,45	143,66	131,24	36,45
	G + Q	386,09	18,33	26,65	104,77	95,57	26,65
	0.8G ± E	560,69	60,54	128,13	144,75	40,91	78,47

Tableau V-8: Les Sollicitations des poteaux pour $f_{c28}=25$ Mpa.

V.3.3.1.Exemple de calcul: Poteau (4^{ème} au 5^{ème} étages): section (50x50) cm²

Données :

- Largeur du poteau $b= 50$ cm.
- hauteur de la section $h_t= 50$ cm.
- Enrobage $c=2,5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t-c= 47,5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e= 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa.
- Fissuration préjudiciable.

✓ **Combinaison de 1^{er} genre (ELU) :**

➤ **1^{er} Cas :**

$$N_{\max} = 1172,74 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corresp}} = 1,31 \text{ KN.m}$$

- **Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,00112 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1172,74 \left(0,475 - 0,50/2 + 0,00112 \right) = 265,18 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1172,74 < 2869,42 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 265,18 \text{ KN.m} < 559,96 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$)

➤ **2^{ème} Cas :**

$$N_{\min} = 160,86 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corresp}} = 5,59 \text{ KN.m}$$

- **Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,03475 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 160,86 \left(0,475 - 0,50/2 + 0,03475 \right) = 41,78 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 160,86 \text{ KN} < 2869,42 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \\ M_u = 41,78 \text{ KN.m} < 70,51 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$)

➤ **3^{ème} Cas :**

$$M_{\max} = 41,24 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corresp}} = 526,54 \text{ KN}$$

- **Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,0783$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 526,54(0,475 - 0,50/2 + 0,0783) = 77,23 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 526,54 \text{ KN} < 2869,42 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \\ M_u = 77,23 \text{ KN.m} < 459,81 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$)

V.3.3.2. Les vérifications :

a- Vérification de la contrainte de cisaillement :

« le poteau le plus sollicité (75x75) cm² » : $T_{\max} = 23,44 \text{ KN}$

$$\begin{cases} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x) = 23,44 \times 10 / (50 \times 47,5) = 0,1 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0,1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée .}$$

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :

-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20/3 = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : est un coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

b.1- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$; Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

b.2- Calcul de l'élançement géométrique λ_g : RDC...8^{ER} ETAGE

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,75 = 2,86$$

$$\lambda_g = 2,86 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \cdot 3,75 \cdot 23,44 \times 10}{75 \cdot 235} = 0,75 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3 < 4,2 < 5 : \quad 0,55\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \cdot 10 \cdot 75 = 4,12 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \cdot 15 \cdot 75 = 6,19 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 10 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 75 / 235 = 1,91 \text{ cm}^2 < 4,12 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e- Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre- poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\begin{cases} h' = \text{Max} (h_e/6; b; h; 60) = \text{Max} (306/6; 75; 75; 60) = 75 \text{ cm.} \\ L' = 2.h = 2,75 = 150 \end{cases}$$

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton **expert 2010**(suivant **BAEL 91 mod.99**) dans les combinaisons suivantes :

Étage	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{calcul} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	t (cm)	t' (cm)	At
RDC	(75x75)	45	39,38	4HA32+8HA16 As=48,25	10	15	Ø10
1 ^{er} ...3 ^{ème} étage	(65x65)	33,8	29,58	4HA20+12HA16 As=36,70	10	15	Ø10
4 ^{ème} ...5 ^{ème} étage	(50x50)	20	17,5	4HA20+4HA16 As=20,61	10	15	Ø10
6 ^{ème} étage	(40x40)	12,8	11,2	4HA16+4HA14 As=14,20	10	15	Ø10
7 ^{ème} ...8 ^{ème} étage	(35x35)	9,80	8,58	4HA12+4HA14 As=10,68	10	15	Ø10

Tableau V-9: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux pour $f_{c28}=25$ Mpa.

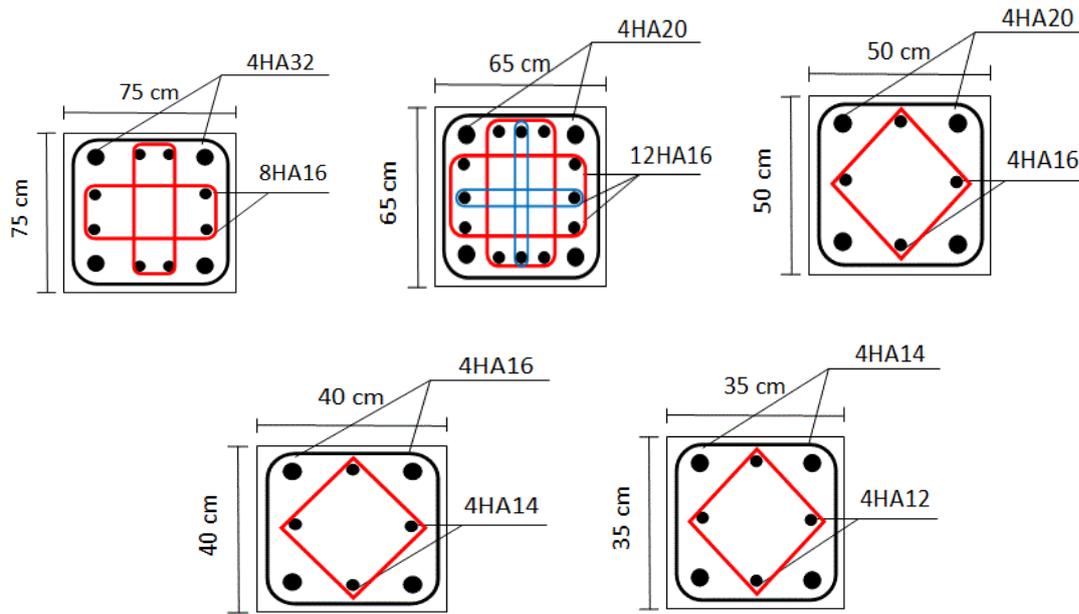


Figure V-3: Dessin de ferrillages des sections des poteaux pour $f_{c28}=25$ Mpa.

V.3.4.Ferrillage des poteaux avec $f_{c28}=40$ Mpa:

Type de poteaux	Type 1 (50x50)	Type 2 (40x40)
$A_{min}=0,8\% \times S[\text{cm}^2]$	20	12,8
$A_{max1}=4\% \times S[\text{cm}^2]$	100	64
$A_{max2}=6\% \times S[\text{cm}^2]$	150	96

Tableau V-10: Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(V2003)

Pour $f_{c28}=40$ Mpa.

Les tableaux ci-dessus présents l’illustration des résultats obtenus par le code ROBOT : pour $f_{c28}=40$ Mpa

Poteaux	Combinaisons	N_{max} (KN)	$M_{corresp}$ (KN)	M_{max} (KN.m)	$N_{corresp}$ (KN)	N_{min} (KN)	$M_{corresp}$ (KN)
50X50	1.35G +1.5Q	1999,58	2,15	173,15	0,00	196,63	14,75
	G + Q	1455,94	1,56	40,71	1431,6	144,52	10,75
	0.8G±E	2286,42	90,22	213,92	555,25	1437,27	90,33
40X40	1.35G +1.5Q	896,23	25,94	38,44	188,89	0,53	25,21
	G + Q	652,48	18,76	28,15	137,65	0,07	18,18
	0.8G ± E	723,60	38,60	106,04	218,97	165,27	40,14

Tableau V-11: Les Sollicitations des poteaux pour $f_{c28}=40$ Mpa.

Étage	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{calcul} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	t (cm)	t' (cm)	At
RDC ... 4 ^{ème} étage	(50x50)	20,0	8,0	4HA20+4HA16 As=20,61	10	15	Ø10
5 ^{ème} ...8 ^{ème} étage	(40x40)	12,8	10,4	4HA16+4HA14 As=14,20	10	15	Ø10

Tableau V-12:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux pour $f_{c28}=40$ Mpa.

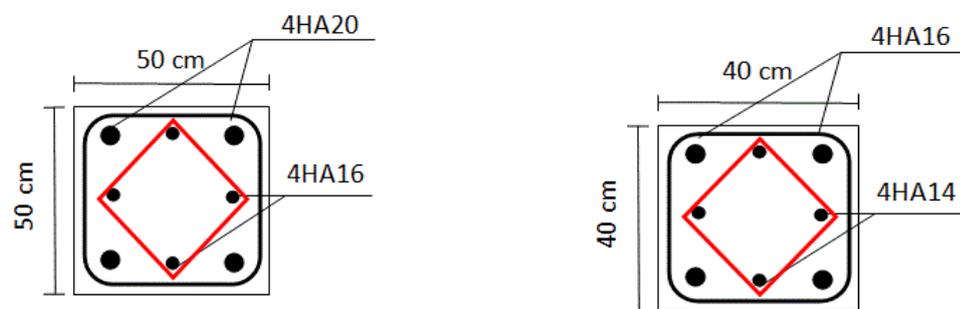


Figure V-4: Dessin de ferrillages des sections des poteaux pour $f_{c28}=40$ Mpa.

V.4. Etudes des voiles

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

V.4.1.Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

V.4.2.La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15}$$

Avec: N : Effort normal appliqué.

- M : Moment fléchissant appliqué ;
- A : Section du voile ;
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;
- I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ". On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

1) Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

2) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10 %.

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

V.4.3.Ferraillage des voiles :**V.4.3.1.Exemple de calcul :**

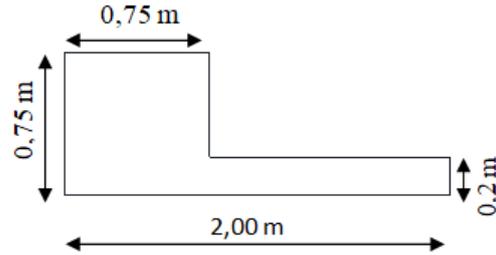
Voile (1) avec $f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$:

Epaisseur du voile :

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

$$A = (a \times 2) + 0,75^2 = 0,8125 \text{ m}^2$$

Figure V-5:Schéma de voile



$$I = \frac{0,75 \times 2^3}{12} - \frac{0,55 \times 14,25^3}{12} = 0,4105 \text{ m}^4$$

$$V = 0,75 + \frac{2}{2} = 1,375 \text{ m}$$

$$A = 0,8125 \text{ m}^2$$

$$I = 0,4105 \text{ m}^4$$

$$V = 1,375 \text{ m}$$

$$N = 922,07 \text{ KN}$$

$$M = 40,51 \text{ KN.m}$$

$$T = 37,86 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{922,07}{0,8125} + \frac{40,51 \times 1,375}{0,4105} = 2616,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{922,07}{0,8125} - \frac{40,51 \times 1,375}{0,4105} = 1993,6 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

1- Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

On calcule le ferraillage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10).200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$St \leq 30 \text{ cm}$ On adopte un espacement de 20cm.

Le choix de la section des armatures verticales est : $2 \times 14 \text{HA}12 = 18,47 \text{ cm}^2$.

2- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales, soit **7HA10 = 5,50 cm²/ml** avec un espacement de 18 cm.

3- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins on prend donc **4φ6 par m²**.

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

Avec :

$$\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}} \text{ l'effort tranchant de calcul majoré de 40\%}$$

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

$$\text{Cette contrainte est limitée par : } \bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1.4 \times 37,86 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2} = 0,13251 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,132 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement

V.4.3.2. Disposition des armatures :

1-Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30cm selon le R.P.A 99 (version 2003).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a $St=18\text{ cm} \rightarrow St/2 = 9\text{ cm} < 15\text{ cm}$ vérifiée.

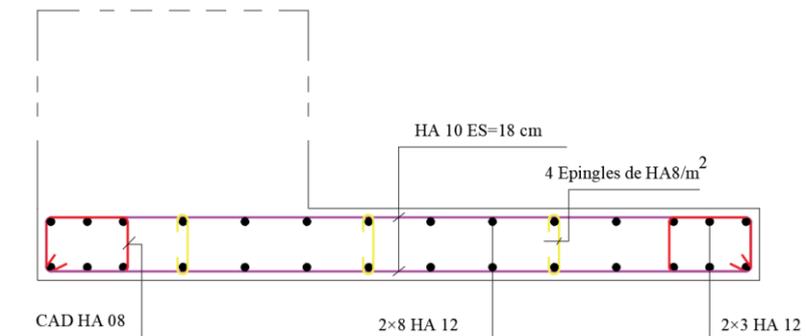


Figure V-6: Disposition des armatures verticales dans le voile(1).

2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30\text{ cm})$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

3-Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec desépines (4Epingles de $HA8/m^2$), dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

	Zone	Zone d'about	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	2	2	2	2
	e (cm)	20	20	20	20
	B (m²)	0,4	0,4	0,4	0,4
	I(m)	0,133	0,133	0,133	0,133
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(KN/m^2)$	8079,05	7522,7	5853,7	4184,6
	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	7522,7	5853,7	4184,6	3628,25
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	L_t (cm)	200	200	200	200
	L_c (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00
	d(m)	0,25	0,750	0,750	0,750
Ferrailage des voiles	N (KN)	390,04	696	585	474
	A_v (cm²)	9,75	17,46	14,64	11,85

Tableau V- 13:Ferrailage du voile(01).

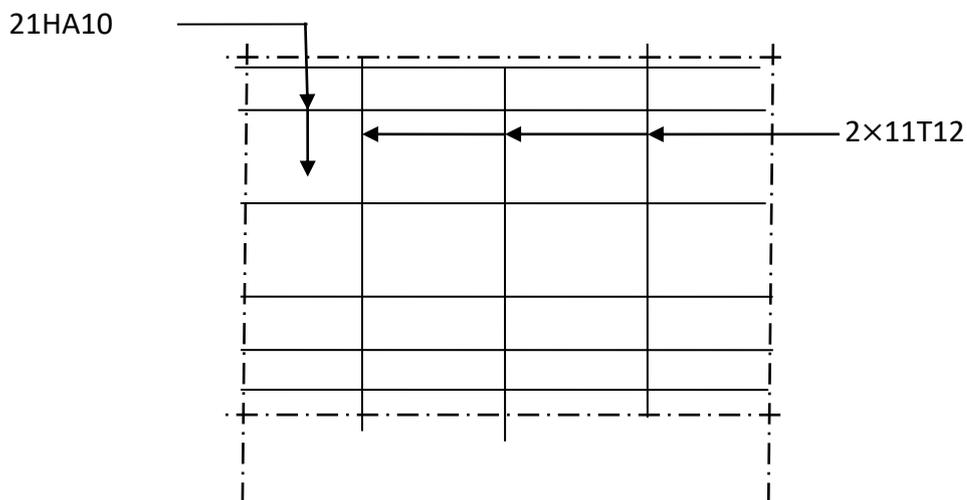


Figure V-7 : Disposition du ferrailage du voile (1)

V.4.3.3. Ferrailage du voile avec $F_{c28} = 40 \text{ Mpa}$:

✚ Voile (2) de 3,65 m :

$$N=2340,79\text{KN}$$

$$M= 75,12\text{KN.m}$$

$$T=59,52 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = 3375.72\text{MPa (contrainte maximale de traction)}$$

$$\sigma_2= 3037.40\text{MPa (contrainte maximale de traction)}$$

	Zone	Zone d'about	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	3,65	3,65	3,65	3,65
	e (cm)	20	20	20	20
	B (m ²)	0,73	0,73	0,73	0,73
	I(m)	0,810	0,810	0,810	0,810
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(KN/m^2)$	3375,72	3352,54	3255,2	3157,89
	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	3352,54	3255,2	3157,89	3037,40
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	L _t (cm)	365	365	365	365
	L _c (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00
	d(m)	0,25	1,050	1,050	1,050
Ferrailage des voiles	N (KN)	168,21	693,8	673,3	652,93
	A _v (cm ²)	4,21	17,3	16,8	16,3

Tableau V-15 :Ferrailage du voile(02).

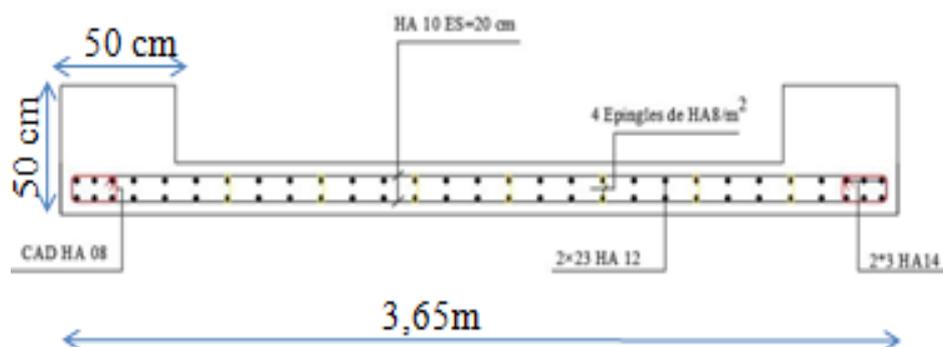


Figure V-8: Disposition des armatures verticales dans le voile(2).

✚ Voile (3) de 3m :

$N=1558,48\text{KN}$

$M= 70,51\text{KN.m}$

$T=28,43\text{ KN}$

$\sigma_1 = 2832,50\text{MPa}$ (contrainte maximale de traction)

$\sigma_2= 2362,43\text{MPa}$ (contrainte maximale de traction)

	Zone	Zone d'about	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	3	3	3	3
	e (cm)	20	20	20	20
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6	0,6
	I(m)	0,450	0,450	0,450	0,450
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(\text{KN}/\text{m}^2)$	2832,5	2793,32	2597,5	2532,1
	$\sigma_{min}(\text{KN}/\text{m}^2)$	2793,32	2597,5	2532,1	2362,43
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	L _t (cm)	300	300	300	300
	L _c (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00
	d(m)	0,25	0,83	0,83	0,83
Ferrailage des voiles	N (KN)	168,21	454,67	432	6411
	A _v (cm ²)	3,52	11,36	10,83	10,28

Tableau V- 16:Ferrailage du voile(03).

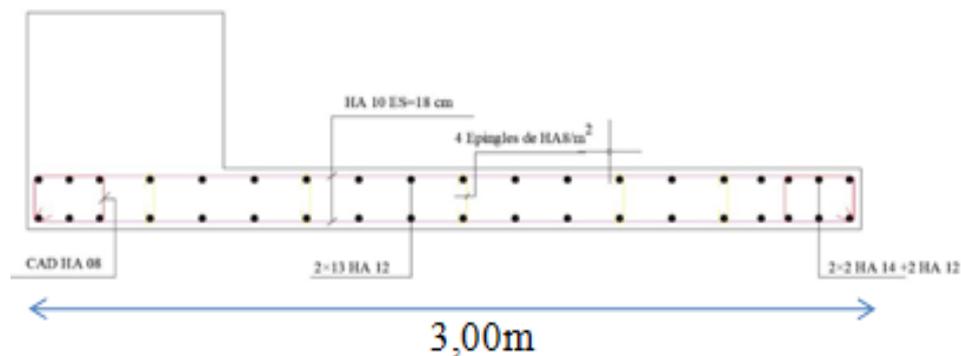


Figure V-9: Disposition des armatures verticales dans le voile(3).

Fc28	25 MPa	40 MPa	
Voile	V₁	V₃	V₄
A _{v about} (cm ²)	6,44	8,42	7,03
A _{v courante} (cm ²)	11,91	50,5	22,2
A _{v total} (cm ²)	18,35	58,95	29,23
A _{v min} (cm ²)	6	10,95	9
Barres (about)	2×3 HA 12	2×3 HA14	4 HA14+2HA12
A _{adoptée} (about) (cm ²)	6,79	9,24	8,42
S _t (about) (cm)	10	10	10
Barres (courante)	2×8 HA 12	2×23 HA 12	2×13 HA 12
A _{adoptée} (courante) (cm ²)	18,10	52,02	29,41
S _t (courante)(cm)	17	14	20
A _H (cm ²)	5,9375	14,7375	9,875
A _{H min} (cm ²)	6	10,95	9
Barres (horizontals)	21HA 10	20 HA 10	21HA 10
S _t (cm)	18	20	18
A _t (cm ²)	4 Epingles DE HA8/m ²		

Tableau V-17 : Tableau récapitulatif de ferrailage des voiles.

V.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a ferrillé les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) selon les différents règlements (RPA 99 version 2003 , BAEL 91 modifié 99).

- ✓ On extraire les efforts sollicités (les sollicitations maximales) par les trois éléments à partir de logiciel Robot pour calculer le ferrailage maximal.
- ✓ On a créé des programmes Excel pour simplifier et accélérer le travail.
- ✓ Dans les poteaux on a généré la section des armatures adoptée pour tous les poteaux de même section.

Chapitre VI
Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

VI.1.1. Calcul des fondations :

D'après le rapport du sol notre terrain destiné à recevoir l'ouvrage à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 2,00 m.

- Pour qu'il n'y a pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit.

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U $N_{ultime} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.1.2. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,5bars. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier général

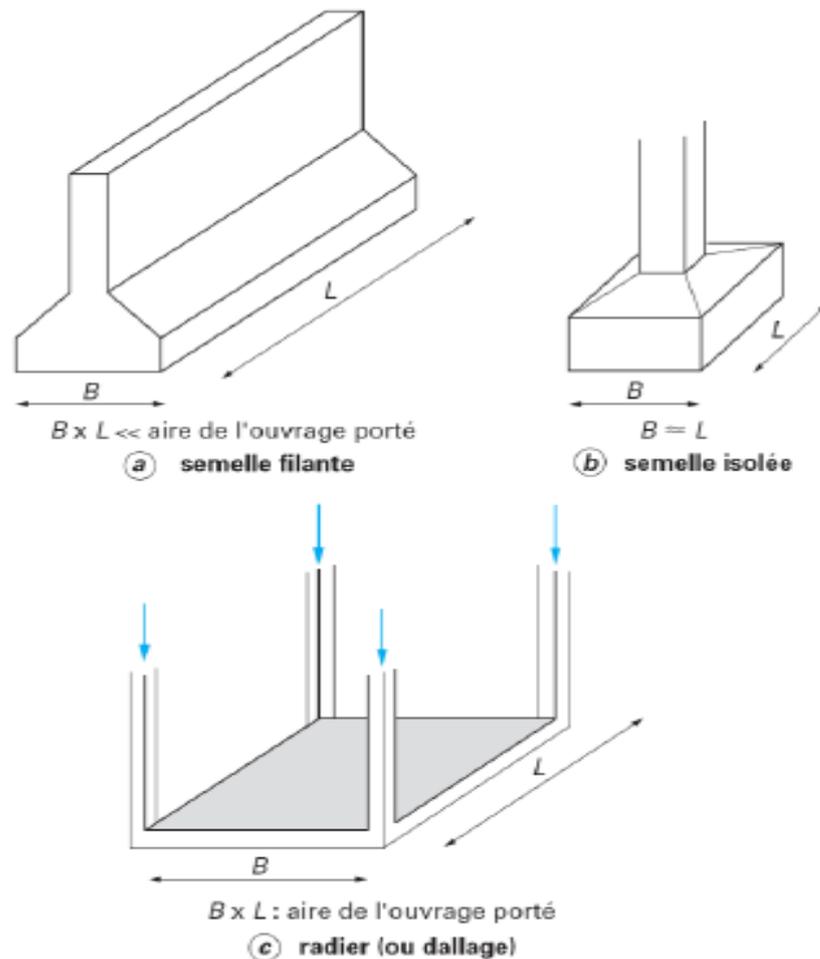


Figure VI-1 : Les types des fondations.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec : $N = G_T + Q_T$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/ m}^2$$

- Surface totale du bâtiment : $304,08 \text{ m}^2$
 - Surface totale de la semelle : $216,0 \text{ m}^2$
- $S_s / S_b = 0,71 > 0,5$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le « **radier général** ».

VI.2.Calcul du radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

Les raders sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction, un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VI.3.Calcul du radier pour: $f_{c28} = 25\text{MPa}$:

VI.3.1. Surface nécessaire :

La surface nécessaire du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 » ; on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale 1,5.

Pour déterminer la surface du radier il faut vérifier que $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{necc}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{necc}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Pour : $N = N_{\text{ser}} = 39026,88 \text{ KN}$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars}$$

On trouve : $S \geq 260,18 \text{ m}^2$

$$S_{\text{nécessaire}} = 260,18 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 304,08 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VI.3.2. Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (hr / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où : $hr = 50 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25 ; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0,3 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S = S_b + D \times 2 \times (X + Y)$$

S_r : Surface de radier.

S_b : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment

$$S' = 304,08 + 0,3 \times 2 \times (25,34 + 12,0) = 326,50 \text{ m}^2$$

Alors la surface de radier est $S_r = 326,50 \text{ m}^2$.

VI.3.3. Pré dimensionnement de radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q \cdot L / 2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5,80 \text{ m}$

$$Q_u = N_u / S = 39026,88 / 326,50 = 119,53 \text{ KN/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 119,53 \times 1 \text{ ml} = 119,53 \text{ KN/ml}$.

$$V_u = 119,53 \times 5,80 / 2 = 346,60 \text{ KN}$$

$$V_u / b \cdot d \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \cdot f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{346,60 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,23107\text{m} = 23,11\text{cm}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20}; L = 5,80\text{m}$$

$$23,2\text{cm} \leq d \leq 29\text{cm}$$

$$h=d+c=27+5=32\text{cm} ; \text{ on prend } :h=40\text{cm} ;d=36\text{cm}$$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 40 \text{ cm}$.

VI.3.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 64\text{cm} \leq h \leq 97\text{cm}$$

On prend : $d=72 \text{ cm} ; h = 80\text{cm} ; b = 50 \text{ cm}$.

VI.3.4.1. Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r \times h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25[0,6 \times 326,5 \times 0,80 \times 0,50 \times 167,65] = 6574 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = 6574 + 39026,88 = 45600,88\text{KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{45600,88}{326,50} = 139,67\text{KN/m}^2 = 13,97\text{t/m}^2 \leq 15\text{t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec :

$$I : \text{Inertie de la poutre} : I = bh^3/12 = 0,5 \times (0,8)^3 / 12 = 0,02133\text{cm}^4.$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,50\text{m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,02133}{500 \times 0,5}} = 8,14 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,8 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 12,78 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

VI.3.4.2. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = 139,67 \text{ KN/m}^2$$

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 50 = 12,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{rad}} = 139,67 - 12,5 = 127,1 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 127,17 \text{ KN/m}^2.$$

VI.3.4.3. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

a) Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0,75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0,35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0,5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

b) Calcul du ferrailage :

b-1) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELUv = 0

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ _x	M ₀ (kn.m)	M _t (Kn.m)	M _a (Kn.m)	μ _y	M ₀ (Kn.m)	M _t (Kn.m)	M _a (Kn.m)
3,65	5,80	0,62	0,0794	134,52	114,34	47,08	0,3205	43,11	36,65	18,33

Tableau VI-1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

b-2) Calcul des armatures :

➤ Suivant L_x :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{114,34 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 14,17} = 0,0623 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0623 \rightarrow \beta = 0,9678 ;$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{114,34 \times 10^3}{0,9678 \times 0,36 \times 348} = 9,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 7T14 = 10,78 cm², avec un espacement de 25 cm.

- Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{47,08 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 14,17} = 0,0256 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0256 \rightarrow \beta = 0,9870 ;$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{47,08 \times 10^3}{0,987 \times 0,36 \times 348} = 3,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

➤ **Suivant L_y :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36,65 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 14,17} = 0,0200 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0200 \rightarrow \beta = 0,990 ;$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36,65 \times 10^3}{0,990 \times 0,36 \times 348} = 2,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,33 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 14,17} = 0,00998 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0100 \rightarrow \beta = 0,995 ;$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65,21 \times 10^3}{0,995 \times 0,36 \times 348} = 5,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.4.4. Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale :

a-1) Détermination des chargements :

$$\text{Poids propre } p_p : P_p = \gamma \cdot h \cdot b = 2,5 \times 0,8 \times 0,5 = 1 \text{ t/m}$$

$$Q = 10,29 \text{ t/m}^2$$

➤ **Sur appuis :**

	Intermédiaire	Rive
M_a (t. m)	$= 0.5 \times M_0 = 43,9$	$= 0.35 \times M_0 = 30,73$
$\mu \rightarrow \beta$	0,119 \rightarrow 0,936	0,084 \rightarrow 0,956
A_s (cm ²)	10,71	12,82
$A_{adoptée}$ (cm ²)	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13,56	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13,56

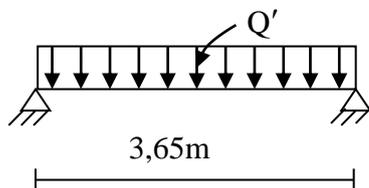
Tableau VI-2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.

b) Sens transversale :

b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 11,5 \times 3,65 = 27,98 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{27,98 \times 3,65^2}{8} = 46,59 \text{ t. m} \end{array} \right.$$



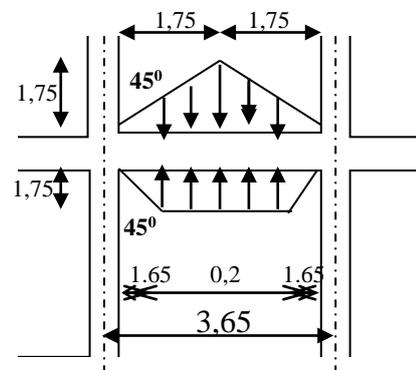
b.2) Calcul du ferrailage :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 34,94 \text{ t. m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,94 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,095 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,950 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,94 \times 10^4}{0,950 \times 72 \times 348} = 14,67 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \rightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \end{array} \right.$$



➤ **Sur appuis**

	Intermédiaire	Rive
M_a (t. m)	$= 0.5 \times M_0 = 13,91$	$= 0.35 \times M_0 = 9,74$
$\mu \rightarrow \beta$	0,001 → 0,9995	0,001 → 0,9995
A_s (cm ²)	5,55	3,89
$A_{adoptée}$ (cm ²)	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

Tableau VI-3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.

VI.3.4.5. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(60 - 0,1 f_e) = 40\text{cm}$

Dans notre cas $h_a = 60$ cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section ($h \times b_0$) = (0,60 x 0,50) m², on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,60) = 6,6 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04cm²**.

VI.3.4.6. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = QL / 2 = 279,8 \times 5,8 / 2 = 811,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{811,42 \times 10^{-1}}{0,50 \cdot 0,72 \cdot 100} = 2,25 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.4.7. Armatures transversales :

Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85; 20; 50) = 20 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20; 24) = 20 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow At \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8f_e}$$

$$At \geq \frac{50 \cdot (0,72 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 400} = 2,07 \text{ cm}.$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T10**, $A=3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,765; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.4. Calcul du radier pour: $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$:**VI.4.1. Surface nécessaire :**

La surface nécessaire du radier :

$$\text{Pour : } N = N_{ser} = 34942,56 \text{ KN}$$

$$\text{On trouve : } S \geq 232,95 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 232,95 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 304,08 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VI.4.2. Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max}(hr/2; 30 \text{ cm}). \text{ Où : } hr = 50 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max}(25; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0,3 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S = S_b + D \times 2 \times (X+Y)$$

$$S' = 304,08 + 0,3 \times 2 \times (25,34 + 12,0) = 326,50 \text{ m}^2$$

Alors la surface de radier est $S_r = 326,50 \text{ m}^2$.

VI.4.3. Pré dimensionnement de radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$L = 5,80 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 34942,56 / 326,50 = 107,02 \text{ KN/m}^2.$$

$$V_u = 107,02 \times 5,80 / 2 = 310,36 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{310,36 \times 10^{-2}}{0,06 \times 40 \times 1} = 0,1290 \text{ m} = 12,90 \text{ cm}$$

2^{ème} condition :

$$23,2 \text{ cm} \leq d \leq 29 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 27 + 5 = 32 \text{ cm} ; \text{ on prend } : h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm}$$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à **h_t = 40 cm**.

VI.4.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 64 \text{ cm} \leq h \leq 97 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } : d = 72 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm}.$$

VI.4.4.1. Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = 25[0,6 \times 326,5 \times 0,80 \times 0,50 \times 167,65] = 6574 \text{ KN}$$

$$E.L.S : N_{\text{ser}} = 6574 + 34942,56 = 41516,56 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{41516,56}{326,50} = 127,156 \text{ KN/m}^2 = 12,72 \text{ t/m}^2 \leq 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La longueur élastique :

$$I : \text{Inertie de la poutre} : I = bh^3/12 = 0,5 \times (0,8)^3 / 12 = 0,02133 \text{ cm}^4.$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3761947 \text{ t/m}^2.$$

$$b : \text{largeur de la poutre } b = 0,50 \text{ m}.$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } k = 500 \text{ KN/m}^3.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3761947 \times 0,02133}{500 \times 0,5}} = 4,23\text{m}$$

$$L_{\max} = 5,8\text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 6,64\text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

VI.4.4.2. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = 127,156\text{ KN/m}^2$$

Poids unitaire du radier :

Donc la charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 114,66\text{ KN/m}^2.$$

VI.4.4.3. Ferrailage du radier :

a) Calcul du ferrailage :

a.1) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $v = 0$

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ _x	M ₀ (kn.m)	M _t (Kn.m)	M _a (Kn.m)	μ _y	M ₀ (Kn.m)	M _t (Kn.m)	M _a (Kn.m)
3,65	5,80	0,62	0,0794	121,29	103,09	42,45	0,3205	38,87	33,04	13,60

Tableau VI - 4 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

a.2) Calcul des armatures :

➤ Suivant L_x :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{103,09 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 22,67} = 0,0035 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0035 \rightarrow \beta = 0,982 ;$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{103,09 \times 10^3}{0,982 \times 0,36 \times 348} = 8,38\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T14 = 9,24 cm², avec un espacement de 25 cm.

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42,45 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 22,67} = 0,0140 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0140 \rightarrow \beta = 0,993 ;$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42,45 \times 10^3}{0,993 \times 0,36 \times 348} = 3,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

➤ **Suivant L_y :**- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33,04 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 22,67} = 0,0110 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0110 \rightarrow \beta = 0,994 ;$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,04 \times 10^3}{0,994 \times 0,36 \times 348} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,60 \times 10^3}{1 \times 360^2 \times 22,67} = 0,0050 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0050 \rightarrow \beta = 0,998 ;$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,60 \times 10^3}{0,998 \times 0,36 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

b) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.4.4. Ferrailage des poutres de libages :**a) Sens longitudinale :**

b) Sens transversale :**b.1) Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

b.2) Calcul du ferrailage :➤ **En travée :**

$$M_t = 34,94 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,94 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 22,67} = 0,059 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,940 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,94 \times 10^4}{0,940 \times 72 \times 348} = 14,64 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \end{cases} \rightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	= 0.5 × M ₀ = 13,91	= 0.35 × M ₀ = 9,74
μ → β	0,024 → 0,988	0,017 → 0,992
A_s (cm²)	5,62	3,92
A_{adoptée} (cm²)	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

Tableau VI-6 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.

VI.4.4.5. Armature de peau :

Donc pour une poutre de section (h x b₀) = (0,60 x 0,50) m², on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,60) = 6,6 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04cm²**.

VI.4.4.6. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = QL/2 = 279,8 \times 5,8/2 = 811,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{811,42 \times 10^{-1}}{0,50 \cdot 0,72 \cdot 100} = 2,25 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 5,20 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5,20 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.4.7. Armatures transversales :

Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85; 20; 50) = 20 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20; 24) = 20 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8f_e}$$

$$A_t \geq \frac{50 \cdot (0,72 - 0,3 \times 3) 15}{0,8 \times 400} = 3,09 \text{ cm.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T10**, $A=3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(1,125; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

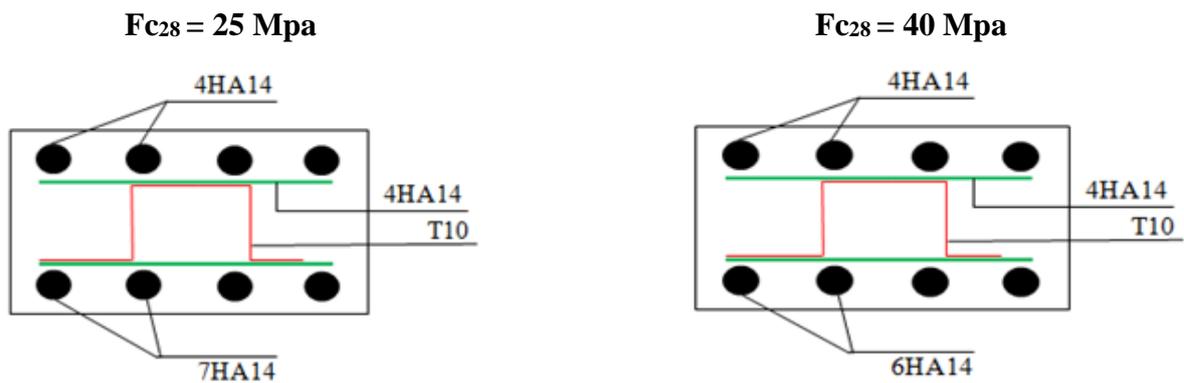
Ferraillage du radier :

Figure VI-2 : Schéma de ferraillage du radier.

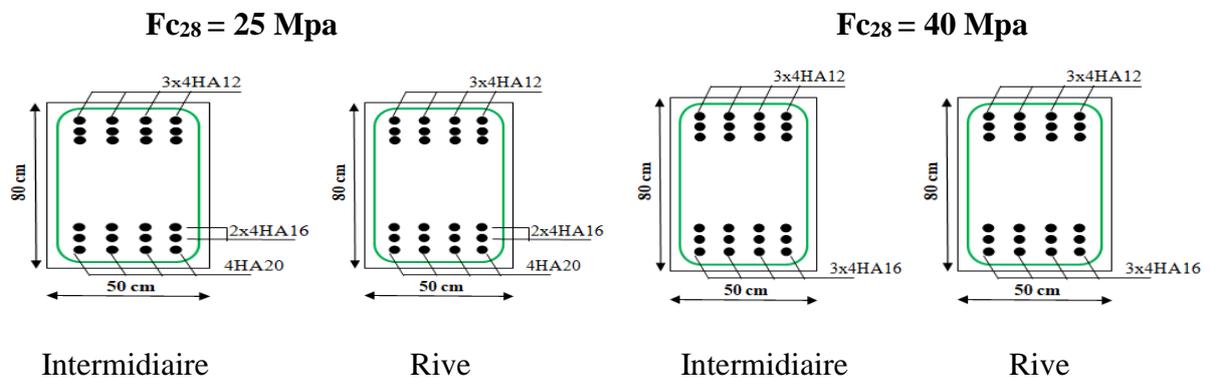
Ferraillage de la poutre de libage :

Figure VI-3 : Schéma de ferraillage de la poutre de libage.

VI.5. Conclusion :

Après le pré-dimensionnement des semelles (isolée, filantes), on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportés par la superstructure ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et des faibles portances du sol, un radier général à été adopté comme type de fondations.

Conclusion générale

Notre projet a pour objectifs suivants :

- ✓ La comparaison entre deux résistances de béton différentes 25 et 40 MPa.
- ✓ L'étude complète où il est indispensable d'assurer la stabilité du bâtiment à savoir :
 - La stabilité interne qui consiste au calcul du ferrailage des éléments porteurs et non porteurs.
 - La stabilité externe qui consiste aux pré-dimensionnement et le contreventement.

Cette étude a montré que l'utilisation d'un béton avec une résistance de 40MPa donne plusieurs avantages à savoir :

- En terme économique :
 - Les sections de béton des différents éléments et des aciers de renforcements sélectionnées ont été réduites.
 - Le nombre de voiles de contreventement est diminué.
- En termes de résistance :
 - Période a été diminué ;
 - Effort tranchant du au séisme a été diminué ;
 - $P-\delta$: le coefficient θ a été diminué ;
 - Les déplacements ont été diminué.

Pour la construction des bâtiments avec un rapport (h/b) important, il est conseillé d'utiliser un béton avec haute résistance afin de satisfaire les exigences de sécurité et d'économie tous ensembles.

L'étude de ce projet a été très utile pour nous ; car elle nous à donné l'occasion de développer nos connaissances et exploiter tous ce que on a étudié durant les années de spécialité en génie civil. En perspectives, une autre étude est conçue avec des aciers à haute limite élastique et des résistances de béton supérieures à 50MPa.

Références Bibliographiques

Règlements et livres :

- ✚ DTR B C 2-48 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques algériennes.
- ✚ DTR B C 2-41 CBA1993:Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.
- ✚ DTR B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- ✚ DTR C.2.4.7 RNV2013 : Règlement neige et vent.
- ✚ Cours de béton armé BAEL 91(JEAN-PIERRE MOUGIN).

MÉMOIRES :

- ✚ Mémoire MERABTANE MAHFOUD et AHMED BRIKA, Conception et étude d'un bâtiment RDC+12+s-sol par une méthode statique non linéaire (2019-2020) Universitaire ABDELHAFID BOUSSOUF -Mila
- ✚ Mémoire KADARI MOUSSA et BOUTNEUF BOUABDELLAH, Etude d'une tour (R+18) à usage d'habitation et commerciale (2016 ,2017) Université de Tiaret.
- ✚ Mémoire NEGGAZ FATIMA et BELFERAR OUDA, Étude d'une Tour (R+15) à usage multiple (habitation, commercial et administratif) (2018/2019) Université de Tissemsilt.

LOGICIELS :

- ✚ Logiciel d'analyse des structures Autodesk ROBOT Structural Analysis Professional version 2014.....Modélisation.
- ✚ EXCEL 2007.
- ✚ WORD 2007.
- ✚ AUTO CAD 2013.....Dessin.
- ✚ ROBOT Expert.....Calcul.