

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة سعد دحلب - البليدة 1

Université Saad Dahleb Blida 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

Thème :

CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D'UN
BATIMENT (RDC+10+S/SOL) A USAGE MULTIPLE

Réaliser par :

-Yousra BOUGHRAB

-Mahdia MANSOUR

Encadré par :

-Nawel AOUALI

Blida, Juillet 2022

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى من الخرسانة المسلحة مخصص للاستخدامات المتعددة. يتكون هذا المبنى من قبو يستخدم كموقف سيارات، دور ارضي للاستخدام التجاري و10 ادوار للاستخدام السكني مع سطح مغلق لا يمكن الولوج اليه. سيبنى المبنى بولاية الجزائر العاصمة، بلدية عين بنیان. وفقاً للمعايير البناء الجزائرية الخاصة بالظواهر الزلزالية (RPA 99 ، الإصدار 2003) منطقة الجزائر العاصمة مصنفة كمنطقة 3 حسب أنظمة الزلازل الجزائرية . سيتحقق الهيكل المدروس بواسطة نظام تدعيم مختلط الأعمدة - الروافد وجدران بالخرسانة المسلحة. جميع الجدران الفاصلة مصنوعة من (الطوب والملاط) وعناصره غير الإنشائية المصنوعة من الخرسانة المسلحة.

وتتمثل هذه الدراسة في تحليل تأثير الزلزال على الهيكل ودراسة الحلول وتدابير وقائية تساهم في استقرار الهيكل وإدخال تأثير درجة الحرارة على الأسطح الخارجية للمبنى. تم تحليل النتائج باستخدام البرنامج ETABS18 تم تصميم هذا الهيكل وفقاً لأنظمة البناء مطبق في الجزائر (RPA 99) ، الإصدار 2003، CBA93، BAEL91) لتسليح هذه العناصر الحاملة (الأعمدة، الروافد) استعملنا برنامج التعزيز SOCOTEC ، في حين أن الجدران الخرسانية نفذت يدوياً. دراسة البنية التحتية وهي من نوع أرضية أساس لأهمية الأحمال تم إرسالها إلى الأرض والتي تم تقديمها في نهاية هذا العمل، مع احترام القواعد المعمول بها.
كلمات مفتاحية:

بناية، الخرسانة المسلحة، ETABS18, BAEL91 modifié 99, الدراسة الديناميكية، الدراسة الحرارية،
RPA99 modifié 2003

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé destiné usage multiple. Le bâtiment en question est constitué d'un sous-sol utilisé comme parking, un Rez-de-chaussée à usage commercial et 10 étages à usage d'habitation sachant que la terrasse est inaccessible. Le bâtiment sera réalisé à la wilaya d'Alger, commune de Ain Benian. Selon règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) la région d'Alger est classée comme zone III selon le règlement parasismique Algérien

La structure étudiée sera réalisée par des portiques poteaux-poutres et des voiles de contreventement en béton armé. L'ensemble des cloisons de séparation constitués de murs en maçonnerie (en brique et mortier) et ses éléments non structuraux réalisés en béton armé.

L'étude consiste à analyser l'effet du séisme sur la structure et envisager les solutions préventives contribuant à la stabilité de l'ouvrage et introduire l'effet de la température sur les surfaces extérieures du bâtiment. L'analyse des résultats a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS18

La conception de cette structure a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie (RPA99/version2003, CBA93, BAEL91). Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

L'étude de l'infrastructure qui est de type radier général à cause de l'importance des charges transmis au sol a été présenté à la fin de ce travail, toute en respectant les règles en vigueur.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, BAEL91 modifié 99, ETABS18, étude dynamique, étude thermique, RPA99 modifié 2003,

ABSTRACT

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building intended for multiple use.

The building in question consists of a basement used as parking; a ground floor for commercial use and 10 floors for residential use knowing that the terrace is inaccessible. The building will be realized in the wilaya of Algiers, municipality of Ain Benian. According to Algerian seismic regulations (RPA 99 version 2003), the region of Algiers is classified as zone III.

The studied structure will be realized by post-beam gantries and sails of reinforced concrete bracing. All of the partition walls made up of masonry walls (brick and mortar) and its non-structural elements made of reinforced concrete.

The study consists in analyzing the effect of the earthquake on the structure and considering the solutions preventive measures contributing to the stability of the structure and introduce the effect of temperature on the exterior surfaces of the building. The analysis of the results was carried out using the software

ETABS18

The design of this structure was made in accordance with construction regulations

Applied in Algeria (RPA99/version2003, CBA93, and BAEL91). The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the SOCOTEC reinforcement software, while that sails was done manually.

The study of the infrastructure which is of the general raft type because of the importance of the loads transmitted to the ground was presented at the end of this work, while respecting the rules in force.

Keywords :

Building, Reinforced concrete, BAEL91, ETABS18, Dynamic study, thermal study, RPA99

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier DIEU qui nous a donné la volonté, la patience, le courage et la santé pour terminer ce travail.

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice Mme **AOUALI Nawel** pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi à monsieur le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Aussi nous tenons à remercier Mr Taleb Abdelkrim, Mr Ben Rabeh Mohamed et Mme Kessanti Dalila pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes générosités lors de l'élaboration de ce projet.

Nous exprimons également notre gratitude à tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à notre formation universitaire, sans omettre bien sûr de remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réalisation du présent travail.

Et enfin, que nos chers parents et familles, et bien avant tout, trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères et les plus profonds en reconnaissance de leurs sacrifices, aides, soutien et encouragement afin de nous assurer cette formation dans les meilleures conditions.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

À mes chères sœur Maroua, Ghalia , Rodaina et Romaisa et son mari mohamed

À mes chères Saforya et Daniel.

À mon chers frère Nouredin

À mes meilleurs amis en particuliers ma binôme Yousra , Hadjer ,Amira, Aicha , Sihem , Khaoula et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A toute la promotion de Génie Civil 2022 et tous les enseignements de GC Blida.

Maḥdīa Mansour

- DEDICACES -

Je m'incline devant Dieu le tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

À ma chère et tendre mère, qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

À mon père, pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A mon oncle Bouhrab Noureddine et ma tante Salmi Lila et mes chères sœurs Imane et rahile et mes chers frères Chihab et Fares.

À Mr BEN RABEH Mohamed et Mme KESSENTI Dalida (Ingénieurs au niveau du CTC de Blida) Pour avoir consacré de leurs temps afin de m'aider pour terminer mon travail.

À toute ma famille,

À tous mes ami(e)s,

Ma binôme Mahdia, Maroua, Hadjer, Sawab et Amira et à mon ami Youcef.

Qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

À tous mes amis et à toutes les personnes ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

BOUGRAB Yousra

TABLE DES MATIERES

ملخص

RESUME

ABSTRACT

REMERCIEMENTS

DEDICACE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I..1	Introduction.....	5
I..2	Présentation de l'ouvrage.....	5
	I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	5
	I.2.2. Caractéristique géotechnique du sol.....	6
I..3	Caractéristique des matériaux	6
	I.3.1. Le Béton	6
	I.3.2. L'acier.....	10
	I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	12
	I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU.....	12
	I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS.....	12
	I.5. Combinaison de calcul.....	13
	I.5.1. Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « ELU ».....	13
	I.5.2. Les combinaisons de calcul à l'état limite de service « ELS ».....	13

CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT

II.1	Introduction	14
II.2	Pré dimensionnement des planchers	14
	II.2.1. Plancher en corps creux	14
	II.2.2. Plancher dalle pleine	15
II.3	Pré dimensionnement des poutres	17
	II.3.1. Les poutres principales (P.P)	17
	II.3.2. Les poutres secondaires (P.S)	18
II.4	Evaluation des charges (permanentes et exploitation).....	19

II.4.1.	Charges permanentes.....	19
II.4.2	Acrotère.....	23
II.4.3	Charges d'exploitation.....	24
II.5	Pré dimensionnement des poteaux	24
II.5.1.	Etapas de pré dimensionnement.....	25
II.5.2.	Loi de dégression.....	24
II.6	Pré dimensionnement des voiles.....	46
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES		
III.	Introduction.....	49
III.1	Etude des balcons.....	49
III.1.1	Introduction.....	49
III.1.2	Calcul des charges sollicitant le balcon.....	49
III.1.3	Combinaisons des charges.....	50
III.1.4	Calcul des efforts internes.....	51
III.1.5	Diagramme des efforts internes.....	51
III.1.6	Calcul de ferrailage.....	52
III.1.7	Vérification	52
III.1.8	Schéma de ferrailage de balcon.....	54
III.2.	Calcul de l'acrotère.....	55
III.2.1	Introduction.....	55
III.2.2	Hypothèses de calcul.....	55
II.2.3	Évaluation des charges et surcharges.....	55
III.2.4	Calcul des sollicitations.....	57
III.2.5	Combinaison d'action.....	57
III.2.6	Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime.....	58
III.2.7	Ferrailage de la section.....	59
III.2.8	Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99.....	60
III.2.9	Vérification des contraintes.....	61
III.2.10	Schéma de ferrailage d'acrotère	63
III.3	Etude des escaliers.....	63
II.3.1	Introduction.....	63
III.3.2	La détermination du nombre des marches.....	64
III.3.3	Vérification de l'équation de BLONDEL.....	65
III.3.4	L'inclinaison de la volée.....	65
III.3.5	Détermination de l'épaisseur de la paillasse.....	65

	III.3.6 Évaluation Des Charges.....	66
	III.3.7 Combinaison des Charges.....	67
	III.3.8 Schéma statique.....	67
	III.3.9 Moment max.....	68
	III.3.10 Calcul le ferrailage des escaliers en flexions.....	68
	III.3.11 Vérification.....	70
	III.3.12 Vérification à l'ELS.....	70
	III.3.13 Schéma de Ferrailage d'escalier.....	72
	II.3.14 Étude de la poutre palière.....	73
III.4	Étude des planchers en corps creux.....	76
	III.4.1 Introduction.....	76
	III.4.2 Pré dimensionnement des poutrelles.....	76
	III.4.3 Calcul des poutrelles.....	76
	III.4.4 Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	78
	III.4.5 Méthode de calcul.....	78
	III.4.6 Calcul des poutrelles.....	78
	III.4.7 Ferrailage.....	80
	III.4.9 Calcul de ferrailage.....	85
	III.4.10 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99.....	87
	III.4.11 Vérifications à l'ELS.....	87
	III.4.12 Schéma de ferrailage	88
	III.4.13 Ferrailage de la dalle de compression.....	89
	III.4.14 Schéma ferrailage de la dalle de compression.....	90
III.5.	Plancher en dalle pleine.....	90
	III.5.1 Calcul des dalles pleines.....	91
	III.5.2 Calcul des sollicitations.....	91
	III.5.3 Calcul des moments compte tenu de l'encastrement.....	92
	II.5.4 Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml...	92
	III.5.5 Vérification des espacements.....	93
	III.5.6 Vérification des diamètres des barres.....	93
	III.5.7 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99.....	93
	III.5.8 Vérifications à l'ELS.....	94
	III.5.9 Calcul des moments compte tenu de l'encastrement.....	94
	III.5.10 Ferrailages des dalles pleines.....	96

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1	Introduction	97
IV.2.	Étude sismique.....	97
	VI.2.1. Modélisation de rigidité.....	97
	VI.2.2. Modélisation de la masse.....	98
VI.3.	Choix de la méthode de calcul.....	98
	V.3 .1. Méthode statique équivalente.....	98
	VI.3.2. La méthode modale spectrale.....	99
	VI.4. Résultats de l'analyse sismique.....	105

CHAPITRE V: ÉTUDE THERMIQUE

V.1.	Introduction.....	127
V.2.	Effet de la température.....	127
V.3.	Hypothèses et méthodes de calculs.....	127
	V.3.1. Définition de la charge de la température (T).....	127
	V.3.2. Coefficient de dilatation.....	127
	V.3.3. Coefficient thermique.....	128
V.4.	Hypothèses et combinaisons de calcul.....	129
V.5.	Élément exposée aux effets de la température.....	129
	V.5.1. Résultats des sollicitations thermique et dynamique appliquées aux poutres.....	130
	V.5.2. Résultats des sollicitations thermique et dynamique appliquées aux poteaux.....	132
V.6.	Interprétation et comparaison entre des résultats de l'étude thermique et dynamique de la structure.....	132
V.7.	Conclusion.....	133

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1.	Introduction.....	134
VI.2.	Ferraillage des poteaux.....	134
	VI.2.1. Introduction.....	134
	VI.2.2. Combinaison d'action.....	135
	VI.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003.....	135
	VI.2.4. Méthode de calcul.....	136
	VI.2.5. Choix des armatures.....	140
	VI.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	141
	VI.2.7. Vérification de l'effort Tranchant	143

VI.2.8. Ferrailage transversal des poteaux.....	145
VI.2.9. Longueur de recouvrement.....	148
VI.2.10. Ferrailage des poteaux de sous-sol.....	140
VI.2.11. Schéma de ferrailage des poteaux.....	150
VI.3. Ferrailage des poutres.....	151
VI.3.1. Introduction.....	151
VI.3.2. Recommandations selon RPA99 version 2003.....	152
VI.3.3. Calcul de ferrailage.....	152
VI.3.4. Choix des armatures.....	154
VI.3.5. Condition de non fragilité.....	155
VI.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS.....	155
VI.3.7. Vérification thermique.....	156
VI.3.8. Vérification de l'effort tranchant.....	158
VI.3.9. Calcul des armatures transversales.....	158
VI.3.10. Recouvrement des armatures longitudinales.....	160
VI.3.11. Arrêt des barres.....	160
VI.3.12. Vérification de la flèche.....	161
VI.3.13. Schéma de ferrailage des poutres.....	162
VI.4. Ferrailage des voiles.....	163
VI.4.1. Recommandations réglementaires.....	163
VI.4.2. Sollicitations et ferrailage.....	165

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS

VII .1 Introduction.....	187
VII .2 Critères de choix du type des fondations.....	187
VII .3 Choix du type des fondations.....	187
VII .3.1.Semelles isolées.....	187
VII .3.2.Semelles filantes.....	188
VII .3.3. Radier général.....	191
VII.3.3.1. Surface nécessaire.....	191
VII.3.3.2 .Pré dimensionnement de radier.....	192
VII.3.3.3 .Caractéristiques géométriques du radier.....	194
VII.3.3.4 .Vérifications Nécessaires.....	194
VII.3.3.4.1 .Vérification de la Stabilité du Radier.....	194
VII.3.3.4.2 .Vérification des Contraintes Sous le Radier.....	196
VII.3.3.5 .Ferrailage du radier.....	199

VII.4. Voile périphérique.....	208
VII.4.1.Introduction.....	208
VII.4.2 .Pré dimensionnement.....	208
VII.4.3 .Evaluation des charges.....	208
VII.4.4.Effort dans le voile périphérique	209
VII.4.5 .Ferrailage du voile périphérique.....	210
VII.4.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003.....	211
VII.4.7 .Condition de non fragilité.....	211
VII.4.8 .Vérification de l'effort tranchant.....	212
VII.4.9.Vérification à L'ELS.....	212

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES

APPENDICES

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1	Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.....	9
Figure I.2	Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	10
Figure I.3	Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	11

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II.1	Coupe d'un plancher corps creux.....	14
Figure II.2	Schéma du plancher à dalle pleine.....	15
Figure II.3	Coupe verticale du plancher terrasse a corps creux.....	19
Figure II.4	Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.....	20
Figure II.5	Mur extérieur.....	22
Figure II.6	Mur intérieur.....	22
Figure II.7	Dimensions de l'acrotère.....	23
Figure II.8	Vue en plan << Type de poteaux>>.....	27
Figure II.9	la surface reprise par le poteau.....	28
Figure II.10	la surface reprise par le poteau.....	34
Figure II.11	la surface reprise par le poteau.....	40
Figure II.11	Voile.....	47

..

CHAPITRE I : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

Figure II.1	Schéma statistique du balcon.....	49
Figure III.2	Diagramme des efforts internes.....	52
Figure IV.3	ferraillage des balcons.....	54
Figure V.4	Dimensions de l'acrotère.....	56
Figure VI.5	Section de l'acrotère à ferrailer.....	59
Figure VII.6	Ferraillage de l'acrotère.....	62
Figure VIII.7	Schéma d'escalier.....	63
Figure IX.8	Schéma statique d'escaliers ELU et ELS.....	67
Figure X.9	Une Bande de 1 m de largeur.....	68
Figure XI.10	Schéma de Ferraillage d'escalier.....	72
Figure XII.11	Schéma statistique de la poutre en ELU.....	74
Figure XIII.12	Schéma statistique du poutre en ELS.....	74
Figure XIV.13	Schéma de Ferraillage de poutre.....	78
Figure XV.14	Schéma de Corps Creux.....	76
Figure XVI.15	Schéma de poutrelle.....	77
Figure XVII.16	Poutre a deux travée.....	82
Figure XVIII.17	Diagrammes de Moments de Poutres.....	82
Figure XIX.18	Diagramme de efforts tranchants.	83
Figure XX.19	Poutre a sept travée.	83
Figure XXI.20	Diagrammes de efforts tranchants.....	85

Figure XXII.21	Diagrammes de Moments de Poutres.....	85
Figure XXIII.22	Ferraillages des poutrelles.....	88
Figure XXIV.23	Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	90
Figure XXV.24	Schema de dalle pleine.....	91
Figure XXVI.25	Panneau sur 4 appuis.....	91
Figure XXVII.26	Section de la dalle pleine à ferrailer.....	92
Figure XXVIII.27	Ferraillages des dalles pleines.....	96

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Figure IV.1	Spectre de réponse.....	101
Figure IV.2	Vue en 3D.....	105
Figure IV.3	Vue en plan RDC.....	105
Figure IV.4	Vue en plan 3 ^{ème} étage.....	105
Figure IV.5	Modes de déformation.....	107
Figure IV.6	Vue en 3D.	108
Figure IV.7	Vue en RDC.	108
Figure IV.8	Vue en plan 3 ^{ème} étage.....	108
Figure IV.9	Modes de déformation.....	110
Figure IV.10	Modes de déformation.....	116
Figure IV.11	Modes de déformation.....	121

CHAPITRE V : ETUDE THERMIQUE

Figure V.1	Schéma des moments dans les poutres.....	131
------------	--	-----

CHAPITRE VI : FERRAILAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure VI.1	Schéma de ferrailage des poteaux.....	151
Figure VI.2	Arrêt des barres.....	160
Figure VI.3	Schéma de ferrailage de poutre principale 30x50.....	162
Figure VI.4	Schéma de ferrailage de poutre principale 30x40.....	162
Figure VI.5	Schéma de ferrailage de poutre principale 30x35.	163
Figure VI.6	Plan de repérage des voiles.....	165
Figure VI.7	Schéma de Ferrailage de voile 1 (Zone 1,2 et 3)	174
Figure VI.8	Ferrailage du linteau de voile du RDC.....	178

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS

Figure VII.1	Schéma de la semelle isolé.....	188
Figure VII.2	Schéma de la semelle filante.....	188
Figure VII.3	Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	191
Figure VII.4	Schéma statique du bâtiment.....	195
Figure VII.5	Contraintes sous le radier.....	197
Figure VII.6	Panneau de la dalle du radier.....	199
Figure VII.7	Schéma de ferrailage du radier.....	203
Figure VII.8	Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)	207
Figure VII.9	Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).....	207
Figure VII.10	Poussées des terres.....	209
Figure VII.11	Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.....	213

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1	Dalle corps creux.....	20
Tableau II.2	Dalle pleine.....	22
Tableau II.3	Dalle en corps creux	21
Tableau II.4	Dalle pleine.....	21
Tableau II.5	Composition de Mur extérieur.....	22
Tableau II.6	Composition de Mur intérieur.....	23
Tableau II.7	Application de la loi de dégression.....	29
Tableau II.8	Descente de charge du poteau central.....	30
Tableau II.9	Choix des sections des poteaux centraux.....	32
Tableau II.10	Résultats des poteaux centraux.....	33
Tableau II.11	Application de la loi de dégression.	35
Tableau II.12	Descente de charge du poteau de rive.....	36
Tableau II.13	Choix des sections des poteaux.....	38
Tableau II.14	Résultats des poteaux de rive.....	39
Tableau II.15	Application de la loi de dégression.....	41
Tableau II.16	Descente de charge du poteau d'angle.....	42
Tableau II.17	Choix des sections des poteaux	44
Tableau II.18	Résultats des poteaux d'angle.....	45
Tableau II.19	Tableau comparatif des sections des poteaux.....	46

CHAPITRE XXIX : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau XXX.1	Les combinaisons des charges de balcon.....	50
Tableau XXXI.2	Efforts internes.....	51
Tableau XXXII.3	Ferrailage de balcon en flexion simple.....	52
Tableau XXXIII.4	Données de calcul.....	54
Tableau XXXIV.5	Vérification des contraintes du béton.....	54

Tableau XXXV.6	Les Charges permanentes G.....	55
Tableau XXXVI.7	Résultats des moments et l'effort tranchant d'acrotère.....	57
Tableau XXXVII.8	Donnes de calcul.....	62
Tableau XXXVIII.9	Vérification des contraintes de béton.....	62
Tableau XXXIX.10	Charge Permanente de palier.....	66
Tableau XL.11	Charge Permanente de volée.....	66
Tableau XLI.12	Combinaison des Charges	67
Tableau XLII.13	Calcul du ferrailage.....	69
Tableau XLIII.14	Donnée de calcul.....	71
Tableau XLIV.15	Vérification des contraintes du béton.....	71
Tableau XLV.16	Calcul du ferrailage.....	74
Tableau XLVI.17	Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	78
Tableau XLVII.18	Calcul du ferrailage.....	86
Tableau XLVIII.19	Contraintes du béton.....	88
Tableau XLIX.20	Calcul du ferrailage.....	93
Tableau L.21	Contraintes du béton.....	95
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE		
Tableau IV.1	la pénalité selon le critère de qualité (q).....	104
Tableau IV.2	Participation massique du modèle initial.....	106
Tableau IV.3	Participation massique du 2 ^{ème} modèle.....	109
Tableau IV.4	Vérification de la résultante des forces sismique.....	111
Tableau IV.5	Vérification des déplacements selon x-x.....	112
Tableau IV.6	Vérification des déplacements selon y-y.....	113
Tableau IV.7	Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	114
Tableau IV.8	Participation massique du 2 ^{ème} modèle	115
Tableau IV.9	Vérification de la résultante des forces sismique	117
Tableau IV.10	Vérification des déplacements selon x-x	118
Tableau IV.11	Vérification des déplacements selon y-y.....	118
Tableau IV.12	Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	119
Tableau IV.13	Choix des sections des poteaux.....	119
Tableau IV.14	Participation massique du 3 ^{ème} modèle	120
Tableau IV.15	Vérification de la résultante des forces sismique	122
Tableau IV.16	Vérification des déplacements selon x-x	123
Tableau IV.17	Vérification des déplacements selon y-y.....	123
Tableau IV.18	Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	124
Tableau IV.19	Effet P- Δ sens x.....	125
Tableau IV.20	Effet P- Δ sens y.....	125
CHAPITRE V : ETUDE THERMIQUE		
Tableau V.1	Les sollicitations thermique et dynamique max dans poutres principales 30x50.....	130
Tableau V.2	Les sollicitations thermique et dynamique max dans poutres principales 30x40.....	130

Tableau V.3	Les sollicitations thermique et dynamique max dans poutres secondaires 30x35.....	130
Tableau V.4	Les sollicitations thermique et dynamique max dans les poteaux.....	132
CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS		
Tableau VI.1	Ferraillages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr})	136
Tableau VI.2	Ferraillages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr})	136
Tableau VI.3	Ferraillages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	137
Tableau VI.4	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})....	137
Tableau VI.5	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})....	135
Tableau VI.6	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})....	135
Tableau VI.7	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})....	139
Tableau VI.8	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})....	139
Tableau VI.9	Ferraillages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	140
Tableau VI.10	Choix des armatures des poteaux.....	140
Tableau VI.11	Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{\max} , $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).....	141
Tableau VI.12	Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{\max} , $N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).....	142
Tableau VI.13	Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{\min} , $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).....	143
Tableau VI.14	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	144
Tableau VI.15	Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.....	146
Tableau VI.16	Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	147
Tableau VI.17	Ferraillage des poutres porteuses 30x50.....	153
Tableau VI.18	Ferraillage des poutres porteuses 30x40.....	153
Tableau VI.19	Ferraillage des poutres porteuses 30x35.....	154
Tableau VI.20	Choix des armatures des poutres.....	154
Tableau VI.21	Vérification de la condition de non fragilité.....	155
Tableau VI.22	Vérification des poutres à l'ELS.....	156
Tableau VI.23	Vérification thermique des poutres de rive à l'ELS.....	157
Tableau VI.24	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	158
Tableau VI.25	Calcul des armatures transversales..	159
Tableau VI.26	Récapitulatif du calcul de la flèche.....	161
Tableau VI.27	Zone de calcul pour le ferraillage des voiles.....	161
Tableau VI.28	Les sollicitations de voile 1.....	167
Tableau VI.29	Les sollicitations de voile 2	167
Tableau VI.30	Les sollicitations de voile 3.....	167
Tableau VI.31	Les sollicitations de voile 4.....	168
Tableau VI.32	Les sollicitations de voile 5.....	168
Tableau VI.33	Ferraillage de voile 1 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor}).....	170
Tableau VI.34	Ferraillage de voile 1 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor}).....	171
Tableau VI.35	Ferraillage de voile 1 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor}).....	171
Tableau VI.36	Ferraillage de voile 2 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor}).....	172
Tableau VI.37	Ferraillage de voile 2 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor}).....	172
Tableau VI.38	Ferraillage de voile 2 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor}).....	173
Tableau VI.39	Ferraillage de voile 3 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor}).....	173
Tableau VI.40	Ferraillage de voile 3 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor}).....	174
Tableau VI.41	Ferraillage de voile 3 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor}).....	174
Tableau VI.42	Ferraillage de voile 4 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor}).....	175
Tableau VI.43	Ferraillage de voile 4 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor}).....	175
Tableau VI.44	Ferraillage de voile 4 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor}).....	176
Tableau VI.45	Ferraillage de voile 5 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor}).....	176
Tableau VI.46	Ferraillage de voile 5 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor}).....	177

Tableau VI.47	Ferraillage de voile 5 vertical avec sollicitation ($N^{min}; M^{cor}$).....	177
Tableau VI.48	Ferraillage final vertical de voile 1.....	178
Tableau VI.49	Ferraillage final vertical de voile 2.....	178
Tableau VI.50	Ferraillage final vertical de voile 3.....	179
Tableau VI.51	Ferraillage final vertical de voile 4.....	179
Tableau VI.52	Ferraillage final vertical de voile 5.....	180
Tableau VI.53	Ferraillage final horizontal des voiles.....	181
CHAPITRE VII: Etude des fondations		

Tableau VII .1	Sections des semelles filantes y-y.....	189
Tableau VII .1	Sections des semelles filantes x-x.....	190
Tableau VII .2	Contraintes sous le radier à l'ELU.....	198
Tableau VII .3	Contraintes sous le radier à l'ELS.....	198
Tableau VII .4	Ferraillage des panneaux du radier.....	201
Tableau VII .5	Vérification des contraintes	202
Tableau VII .6	Vérification des contraintes (correction)	203
Tableau VII .7	Ferraillage des nervures (sens porteur)	204
Tableau VII .8	Ferraillage des nervures (sens non porteur)	204
Tableau VII .9	Vérification des contraintes à l'ELS	205
Tableau VII .10	Choix des armatures transversales	206
Tableau VII .11	Ferraillage du voile périphérique.....	210
Tableau VII .12	Vérifications des contraintes.....	213

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.

- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- Φ : Coefficient de sécurité.
- α_c : coefficient dependant de l'élancement du mur.
- ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données de bases sur lesquelles on prendra appuis pour obtenir une structure à la fois sécuritaires et économiques.

Dans le présent chapitre on s'intéresse à la description des caractéristiques des matériaux utilisée pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment en béton armé en RDC+10 étages et 01 sous-sol à usage multiple (commercial, habitation, et bureau).

Ce projet est un ouvrage implanté à **STAOUÉLI** wilaya d'Alger classée d'après les règles parasismiques algériennes RPA99, /Version 2003 comme une zone de sismicité élevée (**zone III**). Ayant une importance moyenne de groupe d'usage **2B**.

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Longueur en plan : $L_x = 28,75\text{m}$
- Largeur en plan : $L_Y = 34,10$
- Hauteur totale du bâtiment : $H_t = 34\text{ m}$
- Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère : $H_t = 34,6\text{ m}$
- Hauteur du sous-sol : $H = 3,06\text{m}$
- Hauteur du RDC : $H = 3,4\text{ m}$
- Hauteur des étages courants: $H = 3,06\text{ m}$

I.2.2. Caractéristique géotechnique du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 20,5 \text{ KN /m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 27^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I.3. Caractéristique des matériaux :

I.3.1. Le Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

a-Composition du béton :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Le CEM **42.5** est le liant le plus couramment utilisé actuellement.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

➤ 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.

➤ 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. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c. Eau de gâchage :

Elle met réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques du béton.

b- Résistance du béton :

❖ Résistance du béton à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression ; elle est définie par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et de 32 cm de hauteur.

-Pour notre étude **$F_{c28}=30\text{MPa}$**

❖ Résistance du béton à la traction : [1]

La résistance à la traction peut être déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on cite :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage « essai brésilien ».
- Traction par flexion (3 points ; 4 points).

On peut calculer la valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction noté F_{tj} par la relation : **$F_{tj}= 0,6+0,06F_{cj}$ [MPa]**

-Pour notre cas : $F_{c28}=30\text{MPa}$.

$$\mathbf{F_{t28}=2,4\text{ MPa.}}$$

c-Module de déformation longitudinale du béton : [1]

Ce module est connu sous le nom « module de Young » ou module d'élasticité ; pour le béton on distingue deux valeurs pour le module de déformation.

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad [\text{MPa}]$$

Pour : $f_{c28}=30 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 34179,56 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \quad [\text{MPa}]$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 11496,76 \text{ MPa}$.

- **d-Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

ELU : $\nu=0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

ELS : $\nu=0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

- **e. Contraintes limites de calculs :**

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites.

- ***❖ État limite ultime « E.L.U » :***

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

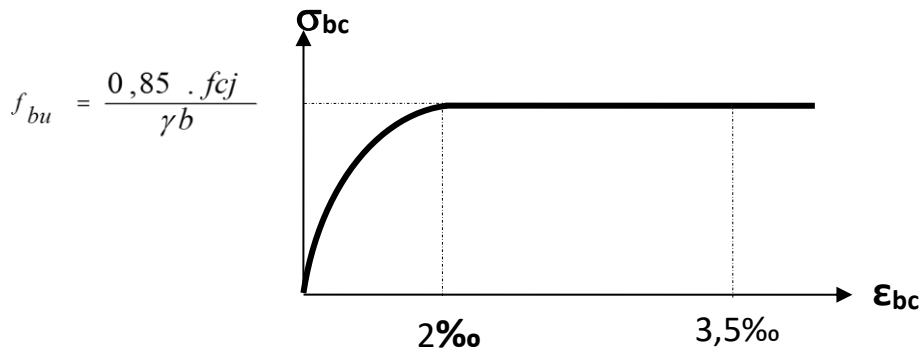


Figure I.1: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.

❖ *État limite de service « E. L. S » :*

État limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

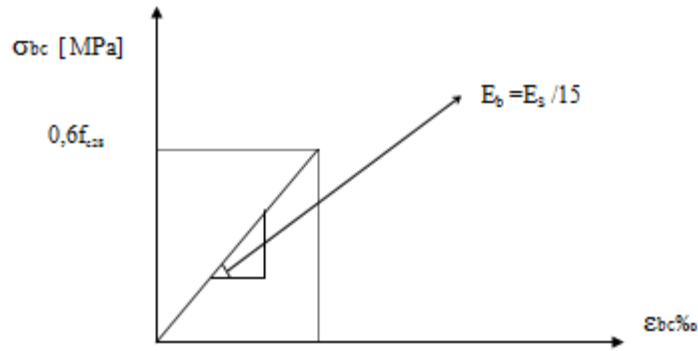


Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

I.3.2. L'acier :

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

a. Différents types d'aciers :

• Les ronds lisses (R.L):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm

• Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500.

• Treillis soudés:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.

* TL52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

b. **Caractéristique mécanique des aciers :**

–À l'ELU :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit :

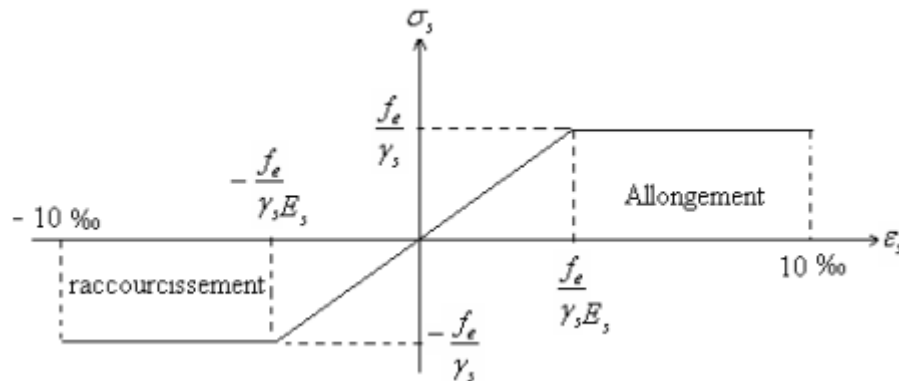


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

.État limite ultime: la contrainte de l'acier est $\delta s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

–À l'ELS :

On distingue les cas suivants:

– Cas où la fissuration est peu préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

–Cas de fissuration préjudiciable, la contrainte est limitée à:

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0,5 f_e 110\sqrt{n} * f_{tj})\right)$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours, $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

–Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\sigma_s = 0,8 \times \min\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0,5 f_e 110\sqrt{n} * f_{tj})\right)$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6$ mm.

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites :

I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul. A cause de sa faible résistance en traction.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire dans l'acier est limité à 10 ‰.

I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : conservation des sections planes.

H2 : glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : les contraintes de compressions du béton et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \epsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

H5 : par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier et : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.5. Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions suivantes :

I.5.1. Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « ELU » :

- Situation durable :

$$P1 = 1.35G + 1.5 Q$$

- Situation accidentelle (séisme ; choc...) :

$$P2 = G + Q \pm E$$

$$P3 = 0.8 G \pm E$$

I.5.2. Les combinaisons de calcul à l'état limite de service « ELS » :

$$P4 = G + Q$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : l'effort de séisme.

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le **RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié 99** et **CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**.

Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher c'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés reprendre les charge d'exploitation, les charge permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteau, voiles, murs...).

Dans ce projet les planchers utilisés sont en corps creux et dalle pleine.

II.2.1. Plancher en corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de trois éléments principaux :

- ✓ Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu.
- ✓ Les poutrelles en béton armé qui assure la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de tractions à leur armature.
- ✓ Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les Entrevous qui reprend les efforts de compression.

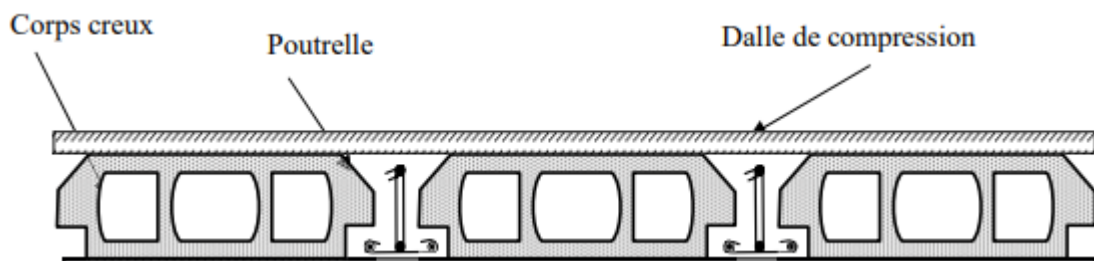


Figure II.1 : Coupe d'un plancher corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$ht \geq \frac{l_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8,424}) [1]$$

Avec :

l_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

ht : Hauteur totale du plancher.

$$l_{\max} = 4.75 - 0.3 = 4.45\text{m} \rightarrow ht \geq 4.45/22.5 = 19,78\text{cm}$$

On adopte pour un plancher (16+5) cm \Rightarrow $ht = 21$ cm

II.2.2. Plancher dalle pleine :

Plancher dalle pleine est un plancher en béton armé de 15 à 20cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leurs nombres varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

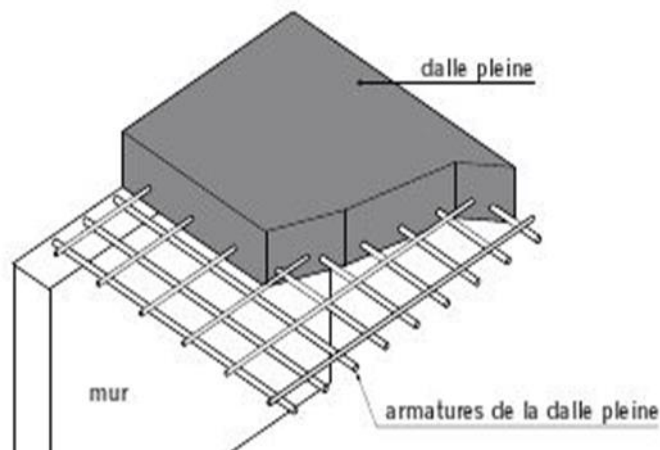


Figure II.2 : Schéma du plancher à dalle pleine.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend des trois conditions suivantes :

❖ **Résistance à la flexion : [4]**

-Pour dalle reposant sur 2 appuis $\Rightarrow \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

-Pour dalle reposant sur 3 et 4 appuis $\Rightarrow \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

L_x = la petite portée du panneau le plus sollicité.

❖ **Sécurité en matière d'incendie :**

- e = 7 cm pour une heure de coupe feux.

- e = 11 cm pour deux heures de coupe feux.

- e = 17,5 cm pour quatre heures de coupe feux.

❖ **Isolation phonique :**

Selon les règles du CBA93 en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure égale 13 cm.

- Dans notre projet on a deux types de dalles :

- Dalle reposant sur 2 appuis :

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$$

$4.29 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm} \Rightarrow$ ont choisis : **$e=15\text{cm}$** .

- Dalle reposant sur 3 et 4 appuis :

$$\frac{400}{50} \leq e \leq \frac{400}{40}$$

$8\text{cm} \leq e \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow$ ont choisis : **$e=15\text{cm}$** .

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur prédimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (b ; h) à partir des formules empiriques données par le BAEL 91 modifié 99.
- Vérification des conditions imposées sur (b ; h) par le RPA99/V.2003.

Selon les règles BAEL91/modifier99 :

- La hauteur h de la poutre : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

- La largeur b de la poutre : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L_{max} : longueur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

II.3.1. Les poutres principales (P.P) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles pour reprendre les charges provenant du plancher.

Dans notre projet on a 2 types des poutres principales.

-Poutre principale 01 :

$L_{max} = 5.95 - 0.30 = 5.65m$

$37.66 \leq h \leq 56.5cm \Rightarrow h = 50cm$

$15 \leq b \leq 35 cm \Rightarrow b = 30 cm$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 50 cm^2$**

• Vérification selon le RPA99 :

$$\begin{array}{l}
 b = 30 cm \geq 20cm \\
 h = 50 cm \geq 30cm \\
 \frac{h}{b} = 1.67 \leq 4
 \end{array}
 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

-Poutre principale 02 :

$$L_{\max} = 4.75 - 0.30 = 4.45\text{m}$$

$$29.66 \leq h \leq 44.5 \text{ cm} \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x 40 cm²**

• **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

II.3.2. Les poutres secondaires (P.S) :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles

$$L_{\max} = 4.05 - 0.3 = 3.75\text{m}$$

$$25 \leq h \leq 37.5 \text{ cm} \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

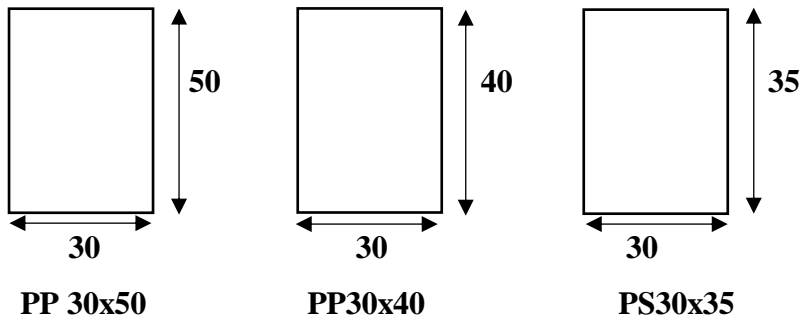
$$10.5 \leq b \leq 24.5\text{cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x 35 cm²**

• **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.17 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

Résultats :



II.4. Evaluation des charges (permanentes et exploitation) : [3]

Cette étape consiste à déterminer les charges selon le « DTR B.C.2.2 » qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.4.1. Charges permanentes :

✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

- **Dalle en corps creux (16+5) :**

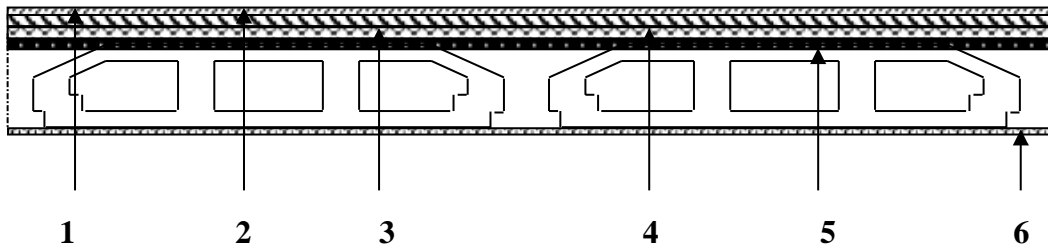


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse a corps creux.

Tableau II.1 : Dalle corps creux

N°	Matière	Épaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Protection mécanique en gravier	5	18	0,90
2	Étanchéité multicouche	-	-	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,20
4	Isolation thermique	4	4	0,16
5	Dalle à corps creux	(16+5)	-	3,1
6	Enduit en plâtre	2	10	0,20
	ΣG =			6,68 kN/m ²

-Dalle pleine :

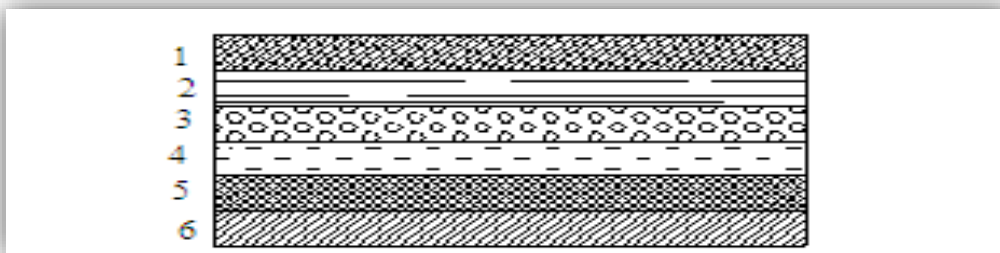


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

Tableau II.2 : Dalle pleine

N°	Matière	Épaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Protection mécanique en gravier	5	18	0,90
2	Étanchéité multicouche	-	-	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,20
4	Isolation thermique	4	4	0,16
5	Dalle pleine	15	25	3,75
6	Enduit en plâtre	2	10	0,20
	ΣG =			7,33 kN/m ²

✓ **Plancher d'étage courant :**

- **Dalle en corps creux (16+5) :**

Tableau II.3 : Dalle en corps creux

N°	Matière	Épaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle à corps creux	21	-	3,1
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
6	Cloisons légères internes	-	-	1,00
$\Sigma G =$				5,64 kN/m ²

- **Dalle pleine :**

Tableau II.4 : Dalle pleine

N°	Matière	Épaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle pleine	15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	2	12	0,24
6	Cloisons légères internes	-	-	1,00
$\Sigma G =$				6,15 kN/m ²

✓ Maçonnerie :

-Mur extérieur :

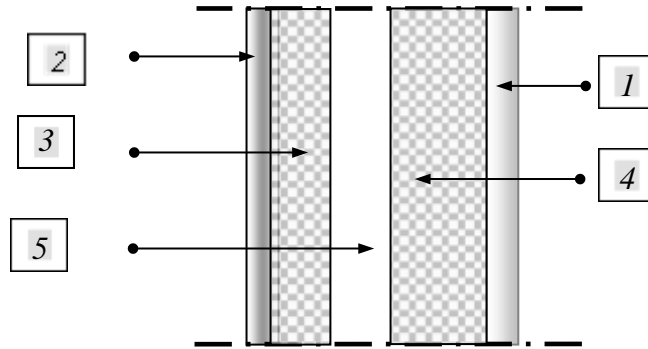


Figure II.5 : Mur extérieur.

Tableau II.5 : Composition de Mur extérieur

Matière	Épaisseur(cm)	P(kN/m ³)	P(kN/m ²)
1-enduit de ciment	2	10	0,2
2-brique creuse	10	9	0,9
3-l'air	/	/	/
4-brique creuse	15	9	1,35
5-enduit de plâtre	2	18	0,36
$\Sigma G =$			2.81KN/m ²

- Mur intérieur :

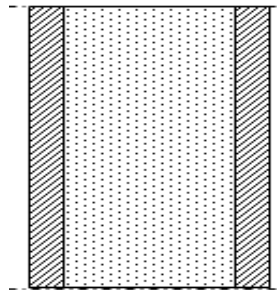


Figure II.6 : Mur intérieur.

Tableau II.6 : Composition de Mur intérieur.

Matière	Epaisseur(cm)	P(kN/m ³)	P(kN/m ²)
1-enduit de plâtre	1	10	0,1
2-brique creuse	10	9	0,9
1-enduit de plâtre	1	10	0,1
		$\Sigma G =$	1 KN/m ²

II.4.2 Acrotère :

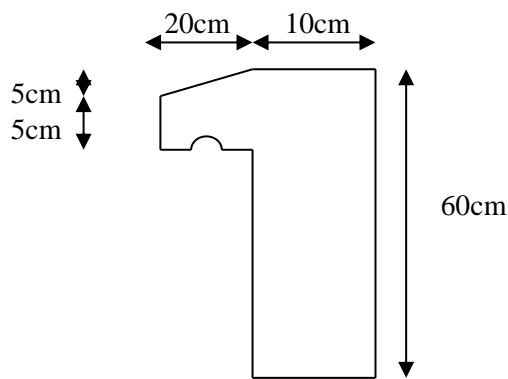


Figure II.7 : Dimensions de l'acrotère.

-Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \cdot s$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

s : La surface transversale totale.

$$S = (0,10 \times 0,70) + (0,05 \times 0,20) + \left(\frac{0,2 \times 0,05}{2} \right) = 0,075 \text{ m}^2.$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,075 = 1,875 \text{ kN/ml}$$

-Le poids des enduits au ciment (ep=2 cm) :

$$G_2 = [0,02 \times 18 \times (0,6 + 0,1 + 0,2 + 0,05 + 0,05)] = 0,36 \text{ kN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,235 \text{ kN/ml}$$

II.4.3 Charges d'exploitation : [3]

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

- Acrotère (main courante) $Q = 1,0 \text{ kN/ml}$
- Plancher terrasse (inaccessible) $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Plancher à usage habitation $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Plancher à usage bureaux..... $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Plancher à usage commerce..... $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Escaliers..... $Q = 2,5 \text{ kN/m}$
- Balcon..... $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$
- Garage..... $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux ; en béton armé ; ils participent à la reprise des efforts sismiques et les charges verticales (permanentes et exploitation) pour les acheminer vers la base (les fondations).

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé qui lui revient ; et on utilise un calcul basé sur la descente de charge.

Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « **RPA99 version 2003** » [2].
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

II.5.2. Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2] [3].}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂ ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

▪ **Dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \text{ Art(B-8-4-1) [1]}$$

Avec :

* N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q ;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)).

$$\lambda : \text{élancement d'EULER} \left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right).$$

l_f : longueur de flambement ;

$$i : \text{rayon de giration} \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right).$$

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right).$

- * B : surface de la section du béton
- * γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$)situation durable.
- * γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$)situation durable.
- * f_e : limite élastique de l'acier ($f_e=500MPa$).
- * f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30MPa$).
- * A_s : section d'acier comprimée.

* **Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle Icm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :**

- Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) [cm^2]$

➤ Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s}\right)}$$

➤ Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{aligned} &* \text{Min}(a;b) \geq 30cm \\ &* \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ &* \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right.$$

Avec :

$(a ; b)$: dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

▪ **Calcul des poteaux :**

Les poteaux les plus sollicités sont :

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

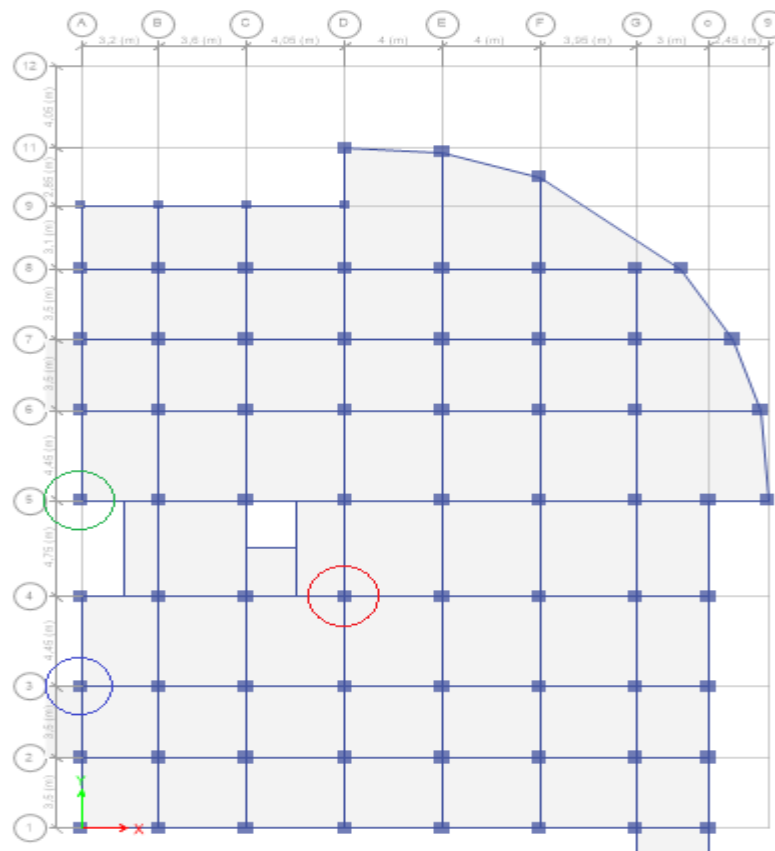


Figure II.8 : Vue en plan <<Type de poteaux>>.

- Poteau central
- Poteau de rive
- Poteau d'angle

a-Poteau centrale : (Voir plan de repérage figure II.8)

On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte :

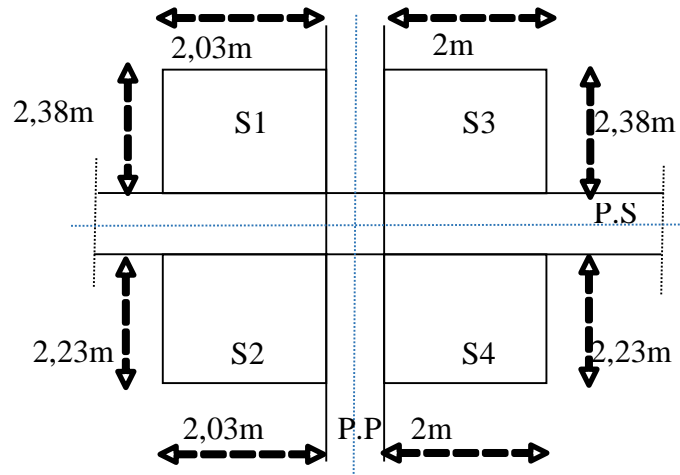


Figure II.9: la surface reprise par le poteau.

$$S1 = (2,38 \times 2,03) = 4,83m^2.$$

$$S2 = (2,23 \times 2,03) = 4,53m^2.$$

$$S3 = (2,38 \times 2) = 4,76m^2.$$

$$S4 = (2,23 \times 2) = 4,46m^2.$$

$$St = \sum_4^1 S = 18,58m^2.$$

-Calcul des différents poids :

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,68 \times 18,58 = 124,11kN$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,34 \times 18,58 = 104,8 kN$

Poids de la poutre principal : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,6 \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 13,8kN$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,025 \times 0,35 \times 0,3 \times 25 = 10,57kN$

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,4) \times 0,3^2 \times 25 = 5,99 kN$

Poids du poteau RDC: $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,40 - 0,4) \times 0,3^2 \times 25 = 6,75 kN$

-Charge d'exploitation :

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

Tableau II.7 : application de la loi de dégression

Niveau des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Surface	Q (kN)
Terrasse	Q_0	1	Q_0	18,58	18,58
10 ^{ème}	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	18,58	46,45
9 ^{ème}	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	18,58	71,53
8 ^{ème}	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	18,58	93,83
7 ^{ème}	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	18,58	113,34
6 ^{ème}	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5)$	18,58	130,06
5 ^{ème}	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	18,58	144
4 ^{ème}	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	18,58	157,87
3 ^{ème}	Q_8	1,5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	18,58	171,75
2 ^{ème}	Q_9	1,5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	18,58	185,88
1 ^{ère}	Q_{10}	1,5	$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	18,58	199,74
RDC	Q_{11}	2,5	$Q_0 + 0,64(Q_1 + \dots + Q_{11})$	18,58	226,68

-Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau central:

Tableau II.8: Descente de charge du poteau central

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse	124,11	18,58
		Poids des poutres	24,37	
		Poids de poteau terrasse	5,99	
		Total	154,47	
10 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	154,47	46,45
		Poids du plancher	104,8	
		Poids des poutres	24,37	
		Poids de poteau de l'étage courant	5,99	
		Total	289,63	
9 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	289,63	71,53
		X1	135,16	
		Total	424,79	
8 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	424,79	93,83
		X1	135,16	
		Total	559,95	
7 ^{ème} étage	N5	Venant de N4	559,95	113,34
		X1	135,16	
		Total	695,11	
6 ^{ème} étage	N6	Venant de N5	695,11	130,06
		X1	135,16	
		Total	830,27	
5 ^{ème} étage	N7	Venant de N6	830,27	144
		X1	135,16	
		Total	965,43	
4 ^{ème} étage	N8	Venant de N7	965,43	157,87
		X1	135,16	
		Total	1100,59	

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS

3 ^{ème} étage	N9	Venant de N8	1100,59	171,75
		X1	135,16	
		Total	1235,75	
2 ^{ème} étage	N ₁₀	Venant de N9	1235,75	185,88
		X1	135,16	
		Total	1370,91	
1 ^{ère} étage	N ₁₁	Venant de N10	1370,91	199,74
		X1	135,16	
		Total	1506,07	
RDC	N ₁₂	Venant de N11	1506,07	226,68
		Poids du plancher	104,8	
		Poids des poutres	24,37	
		Poids de poteau RDC	6,75	
		Total	1641,99	
Totale	∑		1641,99	226,68

-Choix des sections des poteaux centraux :

-Exemple de calcul :

- Pour le poteau du 10^{ème} étage

NG=154,47kN ; NQ=18,58 kN.

NU= (1,35*154,47) + (1,5*18,58) =236,4 kN.

$$Br \geq \frac{236,4 \times 10^3}{0,708 \left(\frac{30}{0,9 \times 1,5} + 0,01 \times \frac{500}{1,15} \right)}$$

$$Br \geq 125,68 \text{ cm}^2$$

$$A > \sqrt{Br+2} \Rightarrow a > \sqrt{125,68+2}$$

$$a=b > 13,21 \text{ cm} \Rightarrow \text{le choix : } \mathbf{a=b=35 \text{ cm}}$$

Le même calcul sera effectué pour les autres niveaux on résume les résultats dans le tableau suivant

Tableau II.9 : Choix des sections des poteaux centraux

Etages	NG (kN)	Q (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	CHOIX (cm ²)
Terrasse	154,47	18,58	236,4	125,68	13,21	30*30	35*35
10 ^{ème} étage	289,63	46,45	460,68	244,91	17,65	30*30	35*35
9 ^{ème} étage	424,79	71,53	680,76	361,91	21,02	30*30	35*35
8 ^{ème} étage	559,95	93,83	896,68	476,7	23,83	30*30	40*40
7 ^{ème} étage	695,11	113,34	1108,41	589,27	26,27	30*30	40*40
6 ^{ème} étage	830,27	130,06	1315,95	699,6	28,45	30*30	40*40
5 ^{ème} étage	965,43	144	1519,33	807,72	30,42	30*30	45*45
4 ^{ème} étage	1100,59	157,87	1722,6	915,8	32,26	30*30	45*45
3 ^{ème} étage	1235,75	171,75	1925,88	1023,86	34	30*30	45*45
2 ^{ème} étage	1370,91	185,88	2129,55	1132,14	35,65	30*30	50*50
1 ^{ère} étage	1506,07	199,74	2332,74	1240,16	37,21	30*30	50*50
RDC	1641,99	226,68	2556,7	1359,22	38,9	30*30	50*50

-Vérification de la section à ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

Nser : Effort normal à l'ELS (*Nser=NG+NQ*).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s=1\%B$).

n : Coefficient d'équivalence : $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28}$$

-Exemple de calcul :

- Pour le poteau du 10^{ème} étage :

$$N_{SER} = (NG+NQ) = (154,47+18,58) = 173,05\text{kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{173,05 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 350 \cdot 350} = 1,23\text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = (0,6 \cdot f_{c28}) = (0,6 \cdot 30) = 18\text{ MPa.}$$

$$\sigma_{ser} = 1,23\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18\text{ MPa}$$

Le même calcul sera effectué pour les autres niveaux on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : résultats des poteaux centraux

Etages	N_{ser}	$h \cdot b$ (cm ²)	B (cm ²)	σ_{ser}	observation
Terrasse	173,05	35*35	1225	1,23	vérifiée
10 ^{ème} étage	336,08	35*35	1225	2,38	vérifiée
9 ^{ème} étage	496,32	35*35	1225	3,52	vérifiée
8 ^{ème} étage	653,78	40*40	1600	3,55	vérifiée
7 ^{ème} étage	808,45	40*40	1600	4,4	vérifiée
6 ^{ème} étage	960,33	40*40	1600	5,22	vérifiée
5 ^{ème} étage	1109,43	45*45	2025	4,76	vérifiée
4 ^{ème} étage	1258,66	45*45	2025	5,4	vérifiée
3 ^{ème} étage	1407,5	45*45	2025	6,04	vérifiée
2 ^{ème} étage	1556,79	50*50	2500	5,41	vérifiée
1 ^{ère} étage	1705,81	50*50	2500	5,93	vérifiée
RDC	1868,67	50*50	2500	6,49	vérifiée

La condition de la contrainte est vérifiée.

b-Poteau de rive : (Voir plan de repérage figure II.8)

On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte :

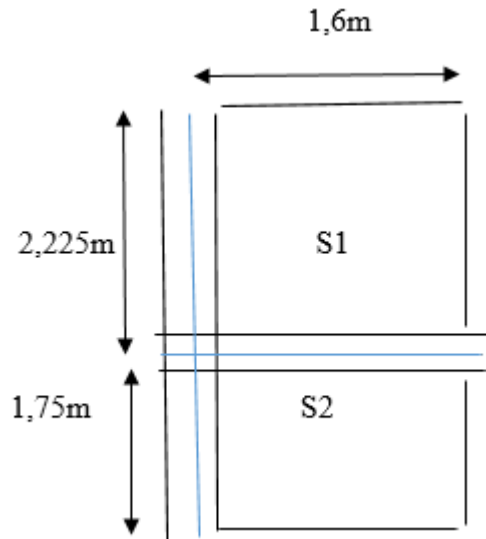


Figure II.10 : la surface reprise par le poteau.

$$S1 = (2,225 \times 1,6) = 3,56m^2.$$

$$S2 = (1,75 \times 1,6) = 2,8m^2.$$

$$S_t = \sum_2^1 S = 6,36m^2.$$

-Calcul des différents poids :

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,68 \times 6,36 = 42,48kN$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,64 \times 6,36 = 35,87kN$

Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3,975 \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 11,93kN$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 1,6 \times 0,35 \times 0,3 \times 25 = 4,2kN$

Poids de l'acrotère : $L_{C.H} \times G_{acrotère} = 3,975 \times 2,235 = 8,88 kN$

Poids de mur double cloison : $G \times h \times L = 2,81 \times (3,06 - 0,4) \times 3,975 = 29,71kN$

Poids de mur double cloison de RDC : $G \times h \times L = 2,81 \times (3,4 - 0,4) \times 3,975 = 33,51kN$

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,4) \times 0,3^2 \times 25 = 5,99 kN$

Poids du poteau RDC : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,40 - 0,4) \times 0,3^2 \times 25 = 6,75 kN$

-Charge d'exploitation :

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

Tableau II.11 : application de la loi de dégression

Niveau des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Surface	Q (kN)
Terrasse	Q_0	1	Q_0	6,36	6,36
10 ^{ème}	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	6,36	15,9
9 ^{ème}	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	6,36	24,49
8 ^{ème}	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	6,36	32,12
7 ^{ème}	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,36	38,8
6 ^{ème}	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5)$	6,36	44,52
5 ^{ème}	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	6,36	49,29
4 ^{ème}	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	6,36	54,04
3 ^{ème}	Q_8	1,5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	6,36	58,79
2 ^{ème}	Q_9	1,5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	6,36	63,63
1 ^{ère}	Q_{10}	1,5	$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	6,36	68,37
RDC	Q_{11}	2,5	$Q_0 + 0,64(Q_1 + \dots + Q_{11})$	6,36	77,59

-Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau de rive:

Tableau II.12 : Descente de charge du poteau de rive

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse Poids des poutres Poids de poteau terrasse Poids de l'acrotère Total	42,48 16,13 5,99 8,88 73,48	6,36
10 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids de mur double cloison Total	73,48 35,87 16,13 5,99 29,71 161,18	15,9
9 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	161,18 87,7 248,8	24,49
8 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	248,8 87,7 336,58	32,12
7 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	336,58 87,7 424,28	38,8
6 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	424,28 87,7 511,98	44,52
5 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 X1 Total	511,98 87,7 599,68	49,29
4 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 X1 Total	599,68 87,7 687,38	54,04

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS

3 ^{ème} étage	N9	Venant de N8	687,38	58,79
		X1	87,7	
		Total	775,08	
2 ^{ème} étage	N ₁₀	Venant de N9	775,08	63,63
		X1	87,7	
		Total	862,78	
1 ^{ère} étage	N ₁₁	Venant de N9	862,78	68,37
		X1	87,7	
		Total	950,48	
RDC	N ₁₂	Venant de N9	950,48	77,59
		Poids du plancher	35,78	
		Poids des poutres	16,13	
		Poids de poteau RDC	6,75	
		Poids de mur double cloison	33,51	
		Total	1042,65	
Totale	∑		1042,65	77,59

-Choix des sections de poteau de rive :

Exemple de calcul :

- Pour le poteau du 10^{ème} étage

NG=73,48 kN ; NQ=6,36 kN.

NU= (1,35*73,48) + (1,5*6,36) =108,74kN.

$$Br \geq \frac{108,74 \times 10^3}{0,708 \left(\frac{30}{0,9 \times 1,5} + 0,01 \times \frac{500}{1,15} \right)}$$

$$Br \geq 57,8 \text{ cm}^2$$

$$A > \sqrt{Br} + 2 \Rightarrow a > \sqrt{57,8} + 2$$

$$a = b > 9,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{le choix : } a = b = 35 \text{ cm}$$

Le même calcul sera effectué pour les autres niveaux on résume les résultats dans le tableau suivant

Tableau II.13: Choix des sections des poteaux

Etages	NG (kN)	Q (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	CHOIX (cm ²)
Terrasse	73,48	6,36	108,74	57,8	9,6	30*30	35*35
10 ^{ème} étage	161,18	15,9	241,44	128,36	13,33	30*30	35*35
9 ^{ème} étage	248,8	24,49	372,62	198,1	16,07	30*30	35*35
8 ^{ème} étage	336,58	32,12	502,56	267,18	18,35	30*30	40*40
7 ^{ème} étage	424,28	38,8	630,98	335,45	20,32	30*30	40*40
6 ^{ème} étage	511,98	44,52	757,95	403	22,07	30*30	40*40
5 ^{ème} étage	599,68	49,29	883,5	469,7	23,7	30*30	45*45
4 ^{ème} étage	687,38	54,04	1009,02	536,43	25,16	30*30	45*45
3 ^{ème} étage	775,08	58,79	1134,54	603,16	26,6	30*30	45*45
2 ^{ème} étage	862,78	63,63	1260,2	669,96	27,9	30*30	50*50
1 ^{ère} étage	950,48	68,37	1385,7	736,7	29,14	30*30	50*50
RDC	1042,65	77,59	1523,96	810,19	30,5	30*30	50*50

-Vérification de la section à ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

Nser : Effort normal à l'ELS (*Nser=NG+NQ*).

B : Section de béton du poteau.

As : Section des armatures (*As=1%B*).

$$n: \text{Coefficient d'équivalence : } \left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$$

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} < 0,6f_{c28}$$

-Exemple de calcul :

- Pour le poteau du 10^{ème} étage :

$$N_{SER} = (NG+NQ) = (73,48+6,36) = 79,84\text{kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{79,84 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 350 \cdot 350} = 0,57 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = (0,6 \cdot f_{c28}) = (0,6 \cdot 30) = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{ser} = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Le même calcul sera effectué pour les autres niveaux on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.14: résultats des poteaux de rive

Etages	N_{ser}	$h \cdot b$ (cm ²)	B (cm ²)	σ_{ser}	observation
Terrasse	79,84	35*35	1225	0,57	vérifiée
10 ^{ème} étage	177,08	35*35	1225	1,26	vérifiée
9 ^{ème} étage	273,3	35*35	1225	1,94	vérifiée
8 ^{ème} étage	368,7	40*40	1600	2	vérifiée
7 ^{ème} étage	463,08	40*40	1600	2,52	vérifiée
6 ^{ème} étage	556,5	40*40	1600	3,02	vérifiée
5 ^{ème} étage	648,97	45*45	2025	2,79	vérifiée
4 ^{ème} étage	741,42	45*45	2025	3,18	vérifiée
3 ^{ème} étage	833,87	45*45	2025	3,58	vérifiée
2 ^{ème} étage	926,41	50*50	2500	3,22	vérifiée
1 ^{ère} étage	1018,85	50*50	2500	3,54	vérifiée
RDC	1120,24	50*50	2500	3,89	vérifiée

La condition de la contrainte est vérifiée.

c-Poteau d'angle: (Voir plan de repérage figure II.8)

On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte :

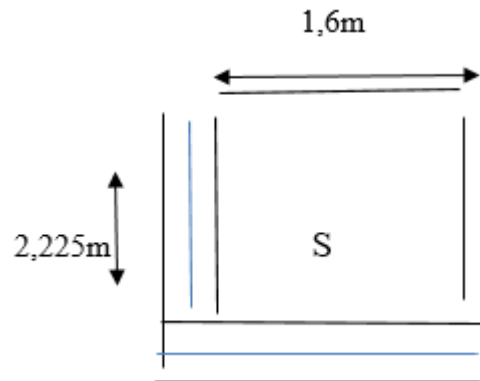


Figure II.11 : la surface reprise par le poteau.

$$S_1 = (2,225 \times 1,6) = 3,56 \text{m}^2.$$

-Calcul des différents poids :

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,68 \times 3,56 = 23,8 \text{kN}$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,64 \times 3,56 = 20,08 \text{kN}$

Poids de la poutre principal : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,225 \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 6,675 \text{kN}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 1,6 \times 0,35 \times 0,3 \times 25 = 4,2 \text{kN}$

Poids de l'acrotère : $L_{C.H} \times G_{acrotère} = 3,825 \times 2,235 = 8,55 \text{kN}$

Poids de mur double cloison : $G \times h \times L = 2,81 \times (3,06 - 0,4) \times 3,825 = 28,59 \text{kN}$

Poids de mur double cloison de RDC : $G \times h \times L = 2,81 \times (3,4 - 0,4) \times 3,825 = 32,24 \text{kN}$

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,4) \times 0,3^2 \times 25 = 5,99 \text{kN}$

Poids du poteau RDC: $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,40 - 0,4) \times 0,3^2 \times 25 = 6,75 \text{kN}$

-Charge d'exploitation :

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

Tableau II.15: application de la loi de dégression

Niveau des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Surface	Q (kN)
Terrasse	Q_0	1	Q_0	3,56	3,56
10 ^{ème}	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	3,56	8,9
9 ^{ème}	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,56	13,706
8 ^{ème}	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	3,56	17,98
7 ^{ème}	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	3,56	21,72
6 ^{ème}	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5)$	3,56	24,92
5 ^{ème}	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	3,56	27,59
4 ^{ème}	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	3,56	30,25
3 ^{ème}	Q_8	1,5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	3,56	32,91
2 ^{ème}	Q_9	1,5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	3,56	35,62
1 ^{ère}	Q_{10}	2,5	$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	3,56	40,58
RDC	Q_{11}	2,5	$Q_0 + 0,64(Q_1 + \dots + Q_{11})$	3,56	45,71

-Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau d'angle:

Tableau II.16: Descente de charge du poteau d'angle

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse Poids des poutres Poids de poteau terrasse Poids de l'acrotère Total	23,8 10,88 5,99 8,55 49,22	3,56
10 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids de mur double cloison Total	49,22 20,08 10,88 5,99 28,59 114,8	8,9
9 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	114,8 65,54 180,3	13,71
8 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	180,3 65,54 245,84	17,98
7 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	245,84 65,54 311,38	21,72
6 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	311,38 65,54 376,92	24,92
5 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 X1 Total	376,92 65,54 442,46	27,59
4 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 X1 Total	442,46 65,54 508	30,25

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS

3 ^{ème} étage	N9	Venant de N8	508	32,91
		X1	65,54	
		Total	573,54	
2 ^{ème} étage	N ₁₀	Venant de N9	573,54	35,62
		X1	65,54	
		Total	639,08	
1 ^{ère} étage	N ₁₁	Venant de N9	639,08	40,58
		X1	65,54	
		Total	704,62	
RDC	N ₁₂	Venant de N9	704,62	45,71
		Poids du plancher	20,08	
		Poids des poutres	10,88	
		Poids de poteau	6,75	
		Poids de mur double cloison RDC	32,24	
		Total	774,57	
		Total	Σ	

-Choix des sections de poteau d'angle :

-Exemple de calcul :

- Pour le poteau du 10^{ème} étage

NG=49,22 kN ; NQ=3,56kN.

NU= (1,35*49,22) + (1,5*3,56) =71,79kN.

$$Br \geq \frac{71,79 \times 10^3}{0,708 \left(\frac{30}{0,9 \times 1,5} + 0,01 \times \frac{500}{1,15} \right)}$$

$$Br \geq 38,16 \text{ cm}^2$$

$$A > \sqrt{Br+2} \Rightarrow a > \sqrt{38,16+2}$$

$$a=b > 8,17 \text{ cm} \Rightarrow \text{le choix : } \mathbf{a=b=35 \text{ cm}}$$

Le même calcul sera effectué pour les autres niveaux on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : Choix des sections des poteaux

Etages	NG (kN)	Q (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	CHOIX (cm ²)
Terrasse	49,22	3,56	71,79	38,16	8,17	30*30	35*35
10 ^{ème} étage	114,8	8,9	168,33	89,49	11,46	30*30	35*35
9 ^{ème} étage	180,3	13,71	263,97	140,33	13,85	30*30	35*35
8 ^{ème} étage	245,84	17,98	358,85	190,78	15,81	30*30	40*40
7 ^{ème} étage	311,38	21,72	452,94	240,79	17,52	30*30	40*40
6 ^{ème} étage	376,92	24,92	546,22	290,4	19,04	30*30	40*40
5 ^{ème} étage	442,46	27,59	638,71	339,56	20,43	30*30	45*45
4 ^{ème} étage	508	30,25	731,18	388,72	21,72	30*30	45*45
3 ^{ème} étage	573,54	32,91	823,64	437,87	22,93	30*30	45*45
2 ^{ème} étage	639,08	35,62	916,19	487,08	24,07	30*30	50*50
1 ^{ère} étage	704,62	40,58	1012,11	538,07	25,2	30*30	50*50
RDC	774,57	45,71	1114,23	592,36	26,34	30*30	50*50

-Vérification de la section à ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS ($N_{ser}=NG+NQ$).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s=1\%B$).

$$n: \text{Coefficient d'équivalence : } \left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$$

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} < 0,6f_{c28}$$

-Exemple de calcul :

- Pour le poteau du 10^{ème} étage :

$$N_{SER} = (NG+NQ) = (49,22+3,56) = 52,78\text{kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{52,78 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 350 \cdot 350} = 0,37 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = (0,6 \cdot f_{c28}) = (0,6 \cdot 30) = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{ser} = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Le même calcul sera effectué pour les autres niveaux on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.18 : résultats des poteaux d'angle

Etages	N_{ser}	$h*b$ (cm ²)	B (cm ²)	σ_{ser}	observation
Terrasse	52,78	35*35	1225	0,37	vérifiée
10 ^{ème} étage	123,7	35*35	1225	0,88	vérifiée
9 ^{ème} étage	194,01	35*35	1225	1,38	vérifiée
8 ^{ème} étage	263,82	40*40	1600	1,43	vérifiée
7 ^{ème} étage	333,1	40*40	1600	1,81	vérifiée
6 ^{ème} étage	401,84	40*40	1600	2,18	vérifiée
5 ^{ème} étage	470,05	45*45	2025	2,02	vérifiée
4 ^{ème} étage	538,25	45*45	2025	2,31	vérifiée
3 ^{ème} étage	606,45	45*45	2025	2,6	vérifiée
2 ^{ème} étage	674,7	50*50	2500	2,35	vérifiée
1 ^{ère} étage	745,2	50*50	2500	2,6	vérifiée
RDC	820,28	50*50	2500	2,9	vérifiée

La condition de la contrainte est vérifiée.

-Le choix final des sections des poteaux :

Choix final des poteaux est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.19 : Tableau comparatif des sections des poteaux.

Etages	a*b (cm)
Terrasse	35*35
10 ^{ème} étage	35*35
9 ^{ème} étage	35*35
8 ^{ème} étage	40*40
7 ^{ème} étage	40*40
6 ^{ème} étage	40*40
5 ^{ème} étage	45*45
4 ^{ème} étage	45*45
3 ^{ème} étage	45*45
2 ^{ème} étage	50*50
1 ^{er} étage	50*50
RDC	50*50

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré-dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du le RPA99 version 2003.

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.

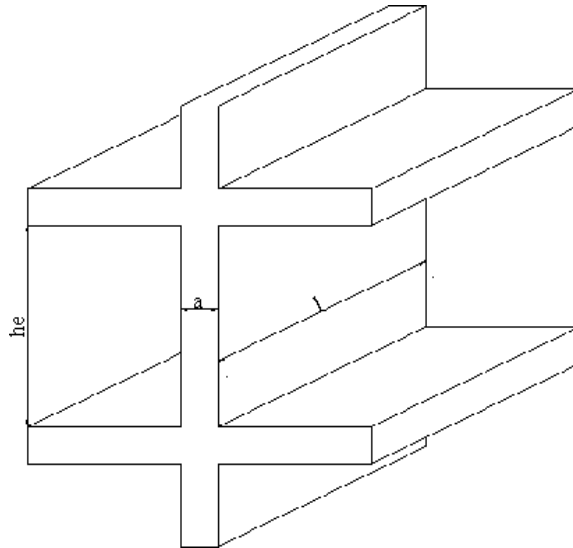


Figure II.12: Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{min} \geq \max\left(15\text{cm}; \frac{he}{20}\right) \quad (\text{Art :7.7.1}) [2]$$

Avec :

he : Hauteur d'étage.

a min : Epaisseur de voile

• **Pour le S.S :**

$$he = (3,06 - 0,4) = 2,66\text{m.}$$

$$a_{min} \geq \max(15\text{cm} ; 13,33\text{cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 15\text{cm.}$$

• **Pour RDC :**

$$he = (3,4 - 0,4) = 3\text{m}$$

$$a_{min} \geq \max(15\text{cm}; 15\text{cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 15\text{cm}$$

• **Pour étage courant :**

$$he = (3,06 - 0,4) = 2,66\text{m}$$

$$a_{min} \geq \max(15\text{cm} ; 13,33\text{cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 15\text{cm.}$$

-Conclusion :

adopte pour **a = 20cm.**

Conclusion :

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

- Plancher corps creux : **16+5.**
- Dalle pleine : **e=15cm.**
- Poutres porteuse (P.P) 1 : **30x50 cm²**
- Poutres porteuse (P.P) 2 : **30x40 cm²**
- Poutres secondaires (P.S) : **30x35 cm²**
- Poteaux terrasse et 10 et 9 étages : **35x35 cm²**
- Poteaux 8 et 7 et 6 étages : **40x40 cm²**
- Poteaux 5 et 4 et 3 étages : **45x45 cm²**
- Poteaux 2 et 1 étages et RDC : **50x50 cm²**
- Voiles RDC et les étages courant : **e=20cm**

III. Introduction :

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

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

III.1 Étude des balcons :

III.1.1 Introduction :

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

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.

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

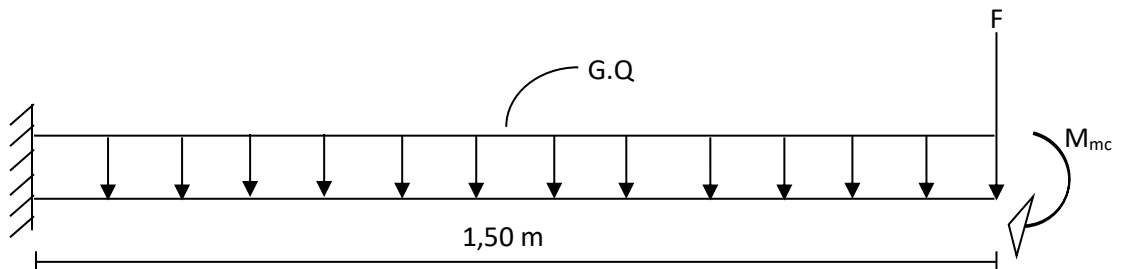


Figure III.1: Schéma statistique du balcon.

III.1.2 Calcul des charges sollicitant le balcon :

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

• **Charge permanente :**

Carrelage (e = 2cm).....	(0,02) (20)	= 0,4 kN/m ²
Mortier de pose (e = 2cm)	(0,02) (20)	= 0,4 kN/m ²
Lit de sable (e = 3cm).....	(0,03) (18)	= 0,54 kN/m ²
Dalle à épaisseur (15cm)	(0,15) (25)	= 3,75 kN/m ²

Enduit en ciment (2cm) (0,02) (18) = 0,36 kN/m²

$$\Sigma G = 5,45 \text{ kN/m}^2$$

➤ Pour une bande de 1m : $G \times 1\text{m} = 5,45 \times 1 = \mathbf{5,45 \text{ KN/m}}$

- **Charge d'exploitation :**

$Q = 3,5 \text{ kN/m}$ pour une bande de 1m.

- **Charge concentrée :**

- Enduit au ciment : (0,02) (18) = 0,36 kN/m²

- Maçonnerie (ép=10cm) : = 0,90 kN/m²

- Enduit au ciment : (0,02) (18) = 0,36 kN/m²

$$\mathbf{F = 1,62 \text{ kN/m}^2}$$

Pour une bande de 1m : $\mathbf{F = 1,62 \text{ kN/m}}$

- **Moment due à la main courante :**

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1,5 = \mathbf{1,5 \text{ kNm}}$$

III.1.3 Combinaisons des charges :

Tableau III.1 : Les combinaisons des charges de balcon

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,61	8,95
F(kN)	2,19	1,62
M_{mc} (kNm)	1,5	1,00

III.1.4 Calcul des efforts internes :

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

$$\text{Moment fléchissant: } Mu = -\left(\frac{q}{2}l^2 + F \times l + M_{mc}\right) \quad [1]$$

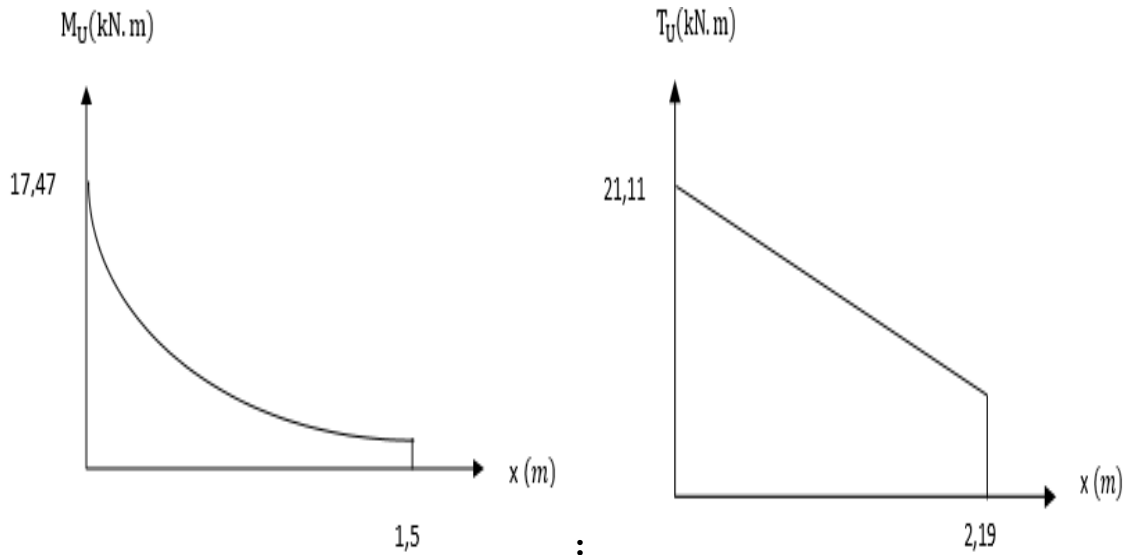
$$\text{Effort tranchant : } Tu = ql + F \quad [2]$$

Tableau III.2: efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	17,47	12,49
T (kN)	21,11	15,05

III.1.5 Diagramme des efforts internes:

ELU



E.L.S:

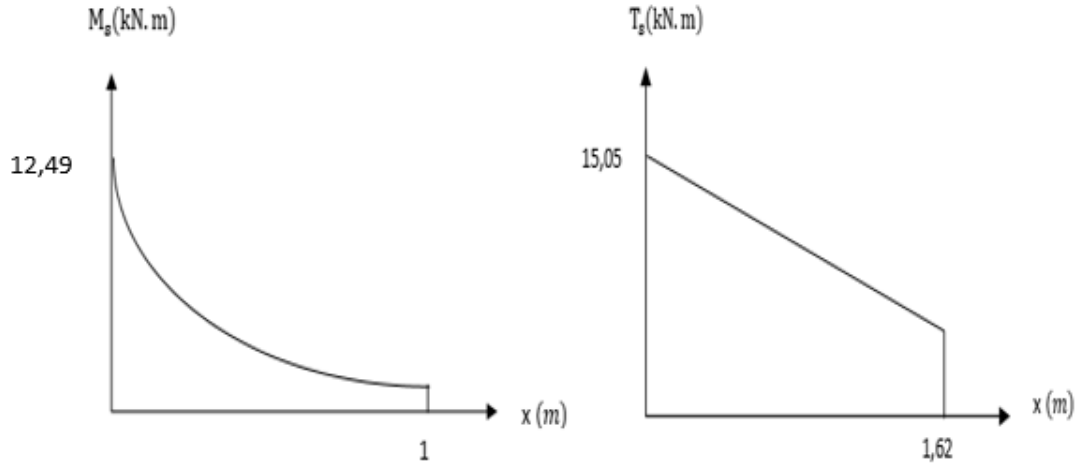


Figure III.2 : Diagramme des efforts internes.

III.1.6 Calcul de ferrailage:

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

$f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

Tableau III.3 : ferrailage de balcon en flexion simple

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$	Esp(cm)
17,47	0,056	Oui	0	0,072	131,11	3.06	6HA10	4,71	17

III.1.7 Vérification:

- **Espacement:**

$$St \leq \min \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) & \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) & \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} (33\text{cm}) \\ (22\text{cm}) \end{cases} \Rightarrow St = 17\text{cm} \quad \text{verifier}$$

• **Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.177 \text{ cm} \leq A_r \leq 2.355 \text{ cm}$$

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

• **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_s^{\min} \quad \text{avec} \quad A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,5 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'effort tranchant:**

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

$$\bar{\tau u} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 4 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante}$$

$$\tau u = \frac{\tau u^{\max}}{bd} = \frac{21,11 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.156 \text{ MPa}$$

$$\tau u \leq \bar{\tau u} \rightarrow 0.156 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'E.L. S**

-Vérification des contraintes du béton :

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

Il faut vérifier les deux conditions :

$$1) \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$$

$$2) \quad \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n} f_{tj}) \right)$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A s' (y - c')^2 + n A s (d - y)^2$$

1) Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.4 : Données de calcul

b (cm)	h (cm)	d(cm)	d'(cm)	f _{c28} (MPa)	f _e (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _{bc} (MPa)	n
100	15	13.5	1,5	30	500	2,4	17	15

Tableau III.5 : Vérification des contraintes du béton

2) $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 12,49 \times 10^6 (135 - 37,2)}{8473,52 \times 10^4} = 216,236 \text{ MPa}$$

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Condition
12,49	4,71	0	3,72	8473,52	5,48	18	C. Vérifier

$$\bar{\sigma}_{st} = \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e \ 110 \sqrt{n} * f_{tj})\right) = 250 \text{ MPa}$$

η=1.6 $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ Condition Vérifier

II.1.8 Schéma de ferrailage de balcon :

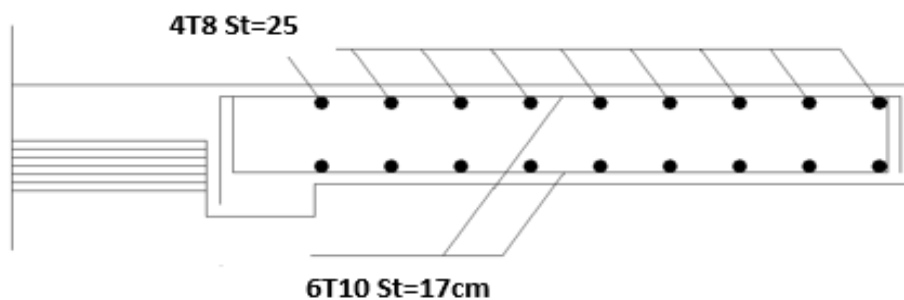


Figure III . 3. ferrailage des balcons.

III.2.1 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le plancher terrasse ; dont la réalisation est nécessaire pour des raisons d'étanchéité.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à trois forces :

- Son poids propre (G).
- Une surcharge d'exploitation horizontale (main courante) (Q).
- Une force latérale due à l'effet sismique (Fp).

III.2.2 Hypothèses de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

La fissuration est considérée préjudiciable.

L'acrotère sera calculé en flexion composée

III.2.3 Évaluation des charges et surcharges :

A) Charges permanentes G :

Tableau III.6: Les Charges permanentes G

Elément	Surface m ²	Poids volumique kN/m ³	Poids surfacique kN/m ²
Acrotère	0,075	25	1,875
Revêtement en ciment (e= 2 , ρ = 18 KN/m ³)			0,36
total	Gt= 2,235KN		

B) Charge d'exploitation Q

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

C) La force due au séisme F_p :

Selon le R.P.A (Art 6.2.3):

$$F_p = 4 * A * CP * WP$$

Avec :

{	A : 0,25 (zone III, groupe d'usage 2) coefficient d'accélération de zone.
	CP : 0,8 (élément en console) facteur de force horizontale
	WP : 2,235KN poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 1,788 \text{ kN}$

-Calcul de centre de gravité de la section :

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{A_i} = \frac{16666,67}{750} = 22,2 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{26083,5}{750} = 34,8 \text{ cm}$$

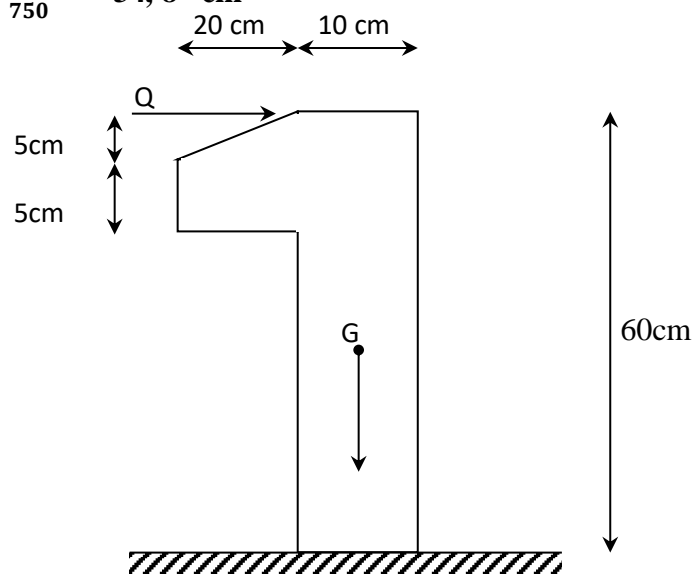


Figure III.4: Dimensions de l'acrotère.

III.2.4 Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée par les efforts suivants :

- Un effort normale dû à son poids propre $G = 2,235\text{kN}$
- Un effort normal dû à la surcharge $Q = 1 \text{ kN}$
- Un effort dû à l'action sismique $F_p = 1,788 \text{ kN}$

-Les efforts :

$$N_G = 2,235\text{kN}$$

$$N_Q = 0 \text{ kN}$$

$$N_F = 0 \text{ kN}$$

-Les moments :

$$M_G = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 0,622 \text{ kN.m}$$

III.2.5 Combinaison d'action :

Tableau III.7 : Résultats des moments et l'effort tranchant de l'acrotère

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	2,2 35	3,017	2,235
M (KN.m)	1,222	0,9	0,6

III.2.6 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 3,017 \text{ kN}$$

$$M_u = 0,9 \text{ kN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,017} = 0,298 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$e_1 \geq \frac{H}{6} \longrightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul.

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales} \\ e_1 : \text{l'excentricité structurale} \\ e_2 : \text{Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure} \end{array} \right.$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2(2+\alpha)}{10000 \times h} \quad \text{avec :} \quad \alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = 0 \dots\dots\dots (\text{RPA. Art. A.4.3.5})$$

- ✓ φ = Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$)
- ✓ α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.
- ✓ L_f : Longueur de flambement ;

$$L_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

H_0 : Hauteur de la section égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3lf^2(2+\alpha)}{10000 \times h} = 0,00864 \text{ m}$$

D'où $e = e_1 + e_a + e_2 = 0,298 + 0,02 + 0,00864 = 0,326 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 3,017 \times 0,326 = 0,98 \text{ kN.m}$$

III.2.7 Ferrailage de la section :

-Calcul à l'ELU :

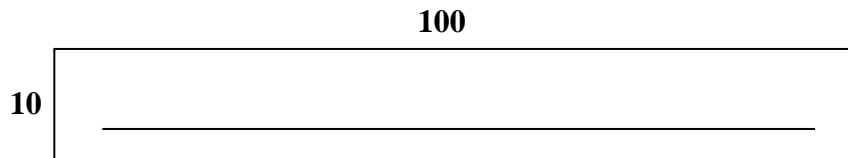


Figure III.5 : Section de l'acrotère à ferrailer.

La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_f

$$F_{bu} = 17 \text{ MPa} \quad / \quad \sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$$

$$N_u = 3,017 \quad / \quad M_u = 0,98 \text{ kN.m}$$

$$h = 10 \text{ cm} ; \quad d = 7 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm.}$$

• Selon le BAEL 91:

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,04 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{1,04 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 70^2} = 0,012 \leq \mu_r \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right] = 0,015$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 69,58 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_f}{z \times \sigma_{st}} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable.

III.2.8 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 :

• **Condition de non fragilité :**

Dans le cas de la flexion simple la condition de non-fragilité est donnée par la règle des BAEL (A.4.2.1) :

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,77\text{cm}^2$$

On ferraille avec A_s^{\min} et on choisit : $A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on choisit : } A_r = 3T8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}$$

• **Calcul des espacements :**

$$\text{Sens principal : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens secondaire : } S_t = \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1.788 = 2.788\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2.788 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0398\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérfications à l'ELS :**

$$M_{ser} = 0,6 \text{KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = 2,235 \text{KN/ml.}$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,235} = 0,268 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{N_{ser}}{bh f_{bc}} = \frac{2,235 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 17} = 1,31 \times 10^{-3}$$

D'après l'abaque $e_1 = 1,63$

$e_0 \geq e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par rapport au c.d.g des armatures tendue

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,6 + 2,235 \times 0,02 = 0,6447 \text{ kN.m}$$

III.2.9 Vérification des contraintes :

Selon le BAEL91:

$$3) \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A s' (y - c') - n A s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A s' (y - c')^2 + n A s (d - y)^2$$

Tableau III.8 : Donnes de calcul

b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	f _{c28} (MPa)	f _e (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _{bc} (MPa)	N
100	10	7	3	30	500	2,4	17	15

1) Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.9 : Vérification des contraintes de béton

Mser(kNm)	A _s (cm ²)	A's(cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Condition
0.6447	2.01	0	1.775	1009.52	1.13	18	C. Vérifier

2) $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{nM_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 0.6447 \times 10^6 (70 - 17.75)}{1009.52 \times 10^4} = 50.051 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0,5f_e \ 110\sqrt{n} \times f_{tj})\right) = 250 \text{ MPa} \quad \text{avec: } \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

III.2.10 Schéma de ferrailage d'acrotère :

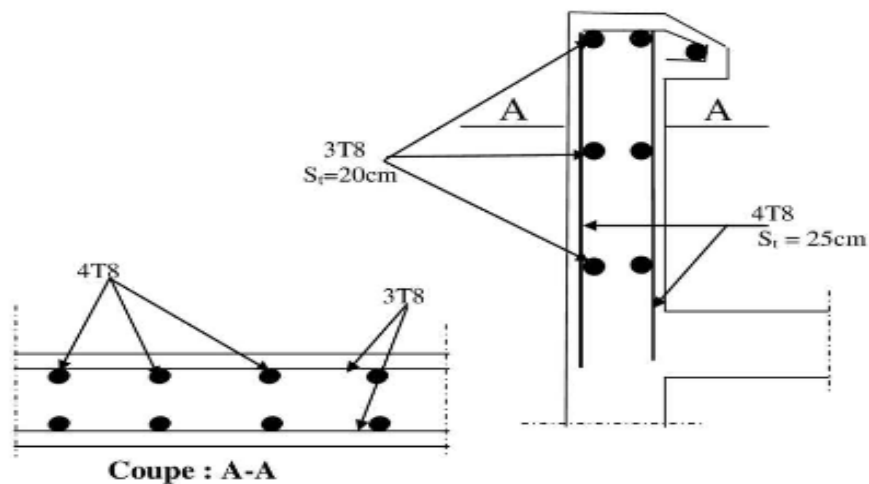


Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3 Étude des escaliers :

III.3.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant la circulation entre les différents niveaux d'un immeuble.

Dans notre ouvrage, nous avons plusieurs types d'escaliers, Pour cela nous avons choisi d'étudié l'escalier qui se trouves dans les étages courants.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marches (h), on utilise la formule de **BLONDEL** $58 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

h : Hauteur de la contre marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

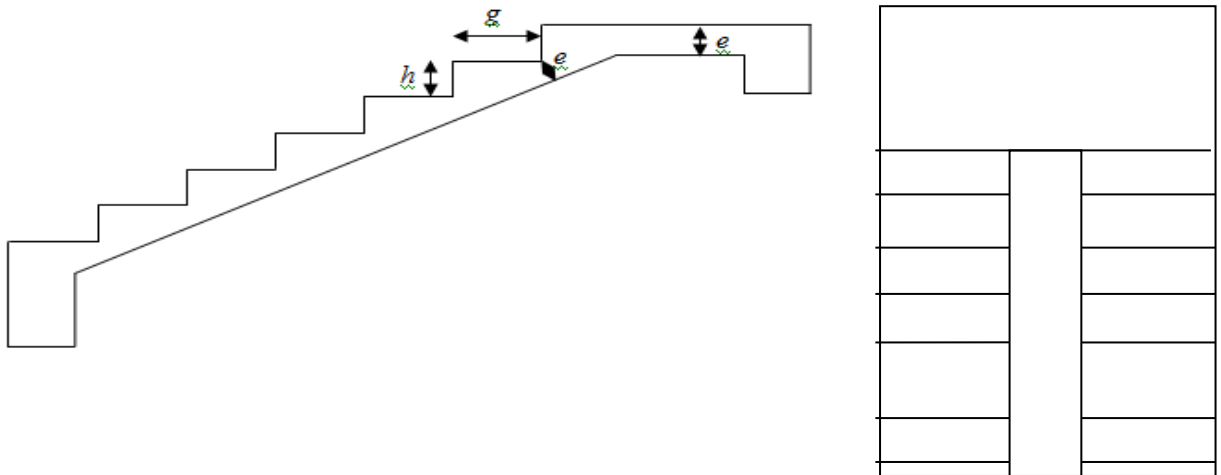


Figure III.7 : Schéma d'escalier.

III.3.2 La détermination du nombre des marches ‘n’ :

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} (n-1) : \text{Le nombre des marches.} \\ n : \text{Le nombre des contre- marches} \end{array} \right.$

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2h+g=64 \quad (1) \\ H= n \times h \quad \Leftrightarrow \quad h = \frac{H}{n} \quad (2) \\ L= (n - 1)g \Leftrightarrow \quad g = \frac{L}{(n-1)} \quad (3) \end{array} \right.$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1) , on obtient :

$$64n^2 - n(64+2H+L) + 2H=0$$

Avec :

H : 153cm

L : 224cm

$$64n^2 - 594n + 306 = 0$$

$$\Delta = 274500$$

La solution :

$$\left\{ \begin{array}{l} n_1 = 0,54 \text{ (refusé)} \\ n_2 = 8.73 \end{array} \right.$$

Donc on prend :

- Le nombre de contremarche **n= 9**
- Le nombre des marches **(n-1)=8**

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{224}{8} = 28\text{cm} \end{array} \right.$$

III.3.3 Vérification de l'équation de BLONDEL :

$$14 \leq h \leq 17 \text{ cm} \quad \text{vérifie}$$

$$24 \leq g \leq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifie}$$

Donc on prend :

$$h = 17\text{cm}$$

$$g = 28 \text{ cm}$$

III.3.4 L'inclinaison de la volée :

$$\text{tag } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0,61$$

$$\alpha = 31.38^\circ$$

III.3.5 Détermination de l'épaisseur de la paille :

$$L = \sqrt{(L^2 + H^2)} + 139 = 410.26\text{cm}$$

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \longrightarrow \quad 13.75 \leq e \leq 20$$

On prend donc l'épaisseur pour **la paille** et pour **le palier** : **e=15cm**

III.3.6 Évaluation Des Charges :

1) **Charge Permanente :**

a) **Palier:**

Tableau III.10 : Charge Permanente de palier

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique	Charges (KN/m ²)
1	Poids propre de dalle	0,15	25	3,75
2	Mortier de pose horizontal	0,03	20	0,6
3	Carrelage	0,02	22	0,44
4	Enduit du ciment et plâtre	0,02	18	0,36

$$G_T = 5,15 \text{ KN/m}^2$$

b) **La volée :**

Tableau III.11 : Charge Permanente de volée

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique	Charges(KN/m ²)
1	Poids propre de volée	0,15	25	4,64
2	Poids propre des marches	0,17	22	1,87
3	Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
4	Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
5	Mortier de pose vertical	0,03	20	0,60
6	Carrelage vertical	0,02	22	0,44
7	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
8	Garde-corps			1,00

$$G_T = 9.75 \text{ KN/m}^2$$

a) Charge d'exploitation :

$$Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

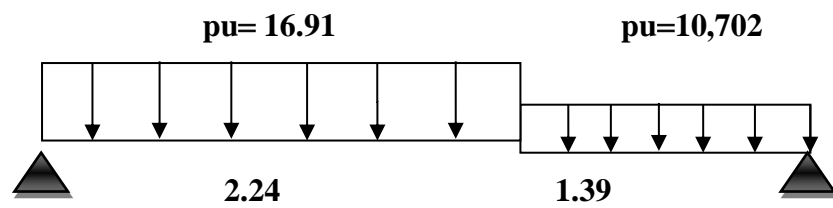
III.3.7 Combinaison des Charges :

Tableau III.12: Combinaison des Charges

	ELU (1,35G+1,5Q)	ELS (G+Q)
Palier	10,702	7,65
Volée	16.91	12,25

III.3.8 Schéma statique:

A L'ELU



A L'ELS

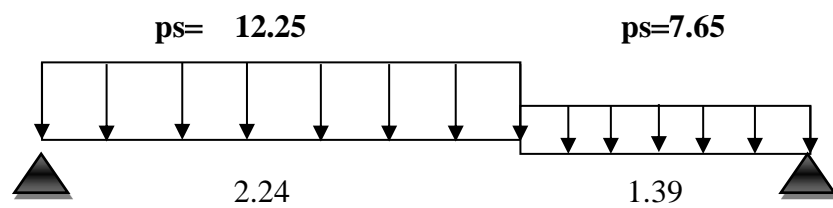


Figure III. 8: Schéma statique d'escaliers ELU et ELS .

ELU :

$$q_u = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{16.91 \times 2.24 + 10.702 \times 1.39}{2.24 + 1.39} = 14.53 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{12.25 \times 2.24 + 7.65 \times 1.39}{2.24 + 1.39} = 10.49 \text{ kN/ml}$$

III.3.9 Moment max :

$$M_u^{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{14.53 \times 3.63^2}{8} = 24 \text{ kNm}$$

$$M_s^{\max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{10.49 \times 3.63^2}{8} = 17.3 \text{ kNm}$$

- Les appuis sont partiellement encastrés, Donc on doit corriger les moments obtenus

Travée : $M_{ut} = 0,85 M_u^{\max} = 20,4 \text{ kNm}$

Appui : $M_{ua} = -0,3 M_u^{\max} = 7.2 \text{ kNm}$

III.3.10 Calcul le ferrailage des escaliers en flexions :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une Bande de 1 m de largeur, avec :

100 cm

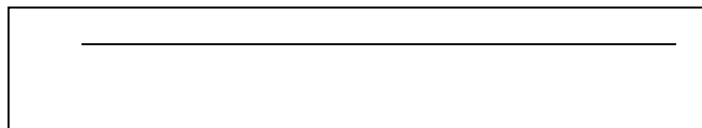


Figure III. 9: une Bande de 1 m de largeur.

AVEC :

$$b = 100 \text{ cm} / h = 15 \text{ cm} / d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} / f_e = 500 \text{ MPa} / f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

Tableau III.13: calcul du ferrailage

	Mu KN.m	μ	α	Z	As'	As cm ²	Le choix	As ^{adopté}
Travée	20,4	0,066	0,085	130,4	0	3,59	4T12	4,52
Appui	7,2	0,023	0,029	133,43	0	1,24	4T10	3,14

A. Éespacements :

▪ **Armatures principales**

En travée : $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : **esp=25cm**

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : **esp= 25cm**

▪ **Armature de répartition**

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=25cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 3T8=1,51 cm² avec S_t=30cm

III.3.11 Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min}$$

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \rangle A_s^{\min} = 1,5 \dots\dots\dots \text{cv}$
- **Sur appui :** $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \rangle A_s^{\min} = 1,5 \dots\dots\dots \text{cv}$

b. Effort tranchant :

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

$$T^{\max} = ql / 2 = \frac{14.53 \times 3.63}{2} = 26.37 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau u} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 4 \text{ MPa} \qquad \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante}$$

$$\tau u = \frac{\tau u^{\max}}{bd} = \frac{26.37 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.195 \text{ MPa}$$

$$\tau u \leq \bar{\tau u} \rightarrow 0.195 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.12 Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes :

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

Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

- Les appuis sont partiellement encastres , Donc on doit corriger les moments obtenus

Travée : $M_{ser\ travée} = 0,85 M_{ser}^{MAX} = 0,85 \times 17.3 = 14,705 \text{ kNm}$

Appui : $M_{ser\ appui} = -0,3 M_{ser}^{MAX} = -0,3 \times 17.3 = 5.19 \text{ kNm}$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + n As' (y - c') - n As(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n As' (y - c')^2 + n As(d - y)^2$$

Tableau III.14: Donnée de calcul

b (cm)	h cm	d(cm)	d'(cm)	f _{c28} (MPa)	f _e (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _{bc} (MPa)	n
100	15	13.5	1,5	30	500	2,4	17	15

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.15: Vérification des contraintes du béton

	M _{ser} (kNm)	As(cm ²)	A's(cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Condition
Travée	14,705	4.52	0	3.654	8199.02	6.55	18	C. Vérifier
Appui	5.19	3.14	0	3.126	6087.125	2.66	18	C. Vérifier

Travée :
$$\sigma_{st} = \frac{nM_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 14,705 \times 10^6 (135-36.54)}{8199.02 \times 10^4} = 264.88 \text{MPa}$$

Appui :
$$\sigma_{st} = \frac{nM_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 5.19 \times 10^6 (135-31.26)}{6087.125 \times 10^4} = 132.67 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0,5f_e, 110\sqrt{n} * f_{tj})\right) = 250 \text{MPa} \quad \eta=1.6$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

III.3.13 Schéma de Ferrailage d'escalier :

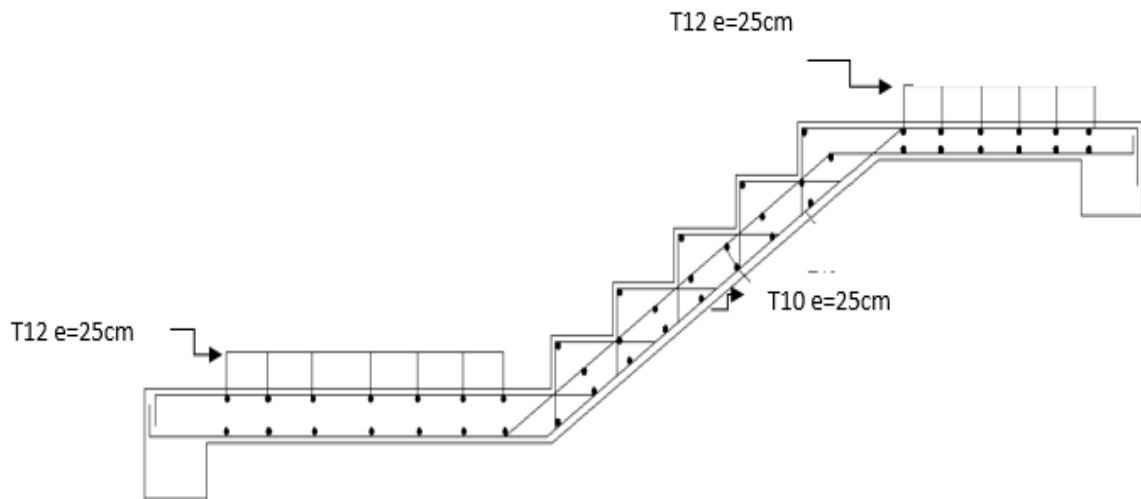


Figure III.10: Schéma de Ferrailage d'escalier.

III.3.14 Étude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encadrée à deux extrémités. On propose des poteaux de (30×30) cm pour supporter la poutres paliers.

• **Pré-dimensionnement :**

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Leftrightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5$$

On prend: h = 35 cm

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Leftrightarrow 10.5 \leq h \leq 24.5$$

On prend: b = 30 cm

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

• **Charges supportées par la poutre :**

Poids propre de la poutre: $G_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ kN / m}$

Poids du mur situé sur la poutre: $G_m = 9 \times 0.15 \times 1.53 = 2.065 \text{ kN / m}$

Charge de l'escalier : $q_u = 16.91 + 10.702 = 27.612 \text{ kN/m}$

$G = 32.307 \text{ kN/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN / m}$

• **Calcul des sollicitations :**

à l'E.L.U:

$$Q_u = 1.35 \times 32.307 + 1.5 \times 2.5 = 47.36 \text{ kN}$$

$$M_u^{\max} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{47.36 \times 4.25^2}{8} = 106.93 \text{ kN/ml}$$

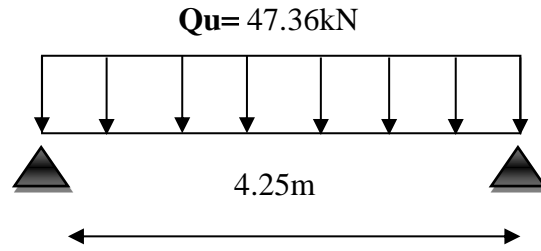


Figure III.11 : Schéma statistique de la poutre en ELU.

à l'E.L.S:

$$Q_s = 32.307 + 2.5 = 34.807 \text{ kN}$$

$$M_s^{\max} = \frac{Q_s \cdot L^2}{8} = \frac{34.807 \times 4.25^2}{8} = 78.58 \text{ kN/ml}$$

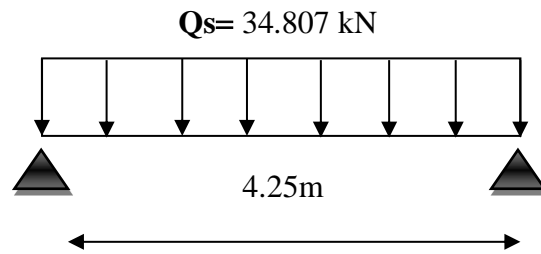


Figure III.12 : Schéma statistique de la poutre en ELS.

Les appuis sont partiellement encastrés, Donc on doit corriger les moments obtenus

Travée : $M_{ut} = 0,85 M_u^{\max} = 90,89 \text{ kN/ml}$

Appui : $M_{ua} = -0,3 M_u^{\max} = - 32.08 \text{ kN/ml}$

• **Calcul du ferrailage à l'E.L. U:**

On a : $b = 30\text{cm}$; $h = 35\text{cm}$ $d = 0,9h = 31..5\text{cm}$

$f_{c\ 28} = 30 \text{ MPa}$ / $f_e = 500 \text{ MPa}$ / $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

Tableau III.16: calcul du ferrailage

	Mu KN.m	μ	α	Z	As'	As cm ²	Le choix	As ^{adopté}
Travée	90,89	0,18	0,25	283.5	0	7.37	5T14	7.7
Appui	32.08	0,063	0,08	304.92	0	2.41	3T14	4.62

- **Détermination des armatures transversales:**
- **Détermination du diamètre des armatures transversal:**

$$\varphi t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi l\right) = \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) = (10; 30; 14) = 10mm$$

On prend: $\varphi t = 8 mm$

-Espaceement des cadres et étriers:

$$St \leq \min(0,9d ; 40 cm) = \min(28,35 ; 40 cm) = 28,35cm$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale: $St \leq \min(15cm ; 10\varphi l) = (15; 14) = 14mm \Rightarrow St= 10mm$

Zone courante: $St \leq 15\varphi l = 21mm \Rightarrow St= 15mm$

- **Schéma de Ferrailage de poutre :**

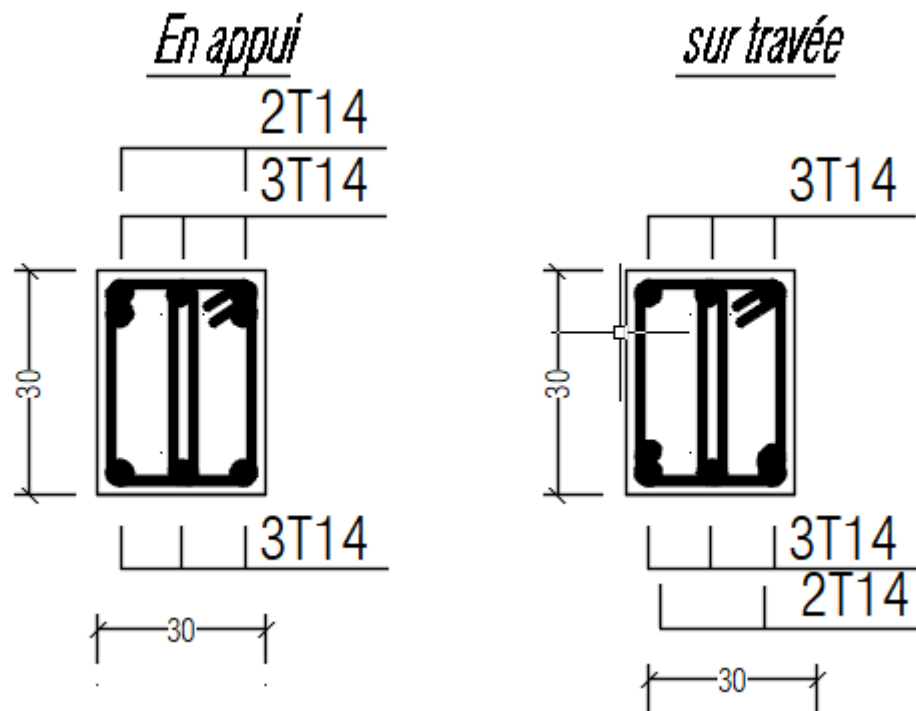


Figure III. 13: Schéma de Ferrailage de poutre.

III.4 Étude des planchers en corps creux :

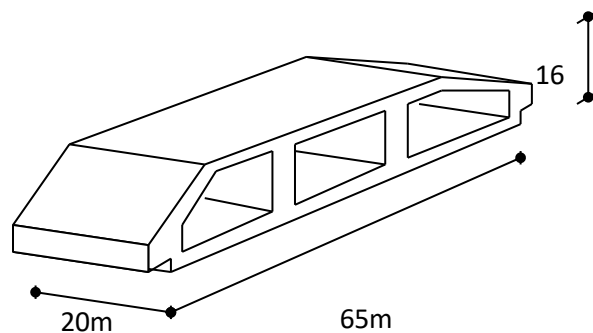
III.4.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont un rôle très important dans la structure . Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

- On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur 20cm.

III.4.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



FigureIII.14 : Schéma de Corps Creux.

III.4.3 Calcul des poutrelles :

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

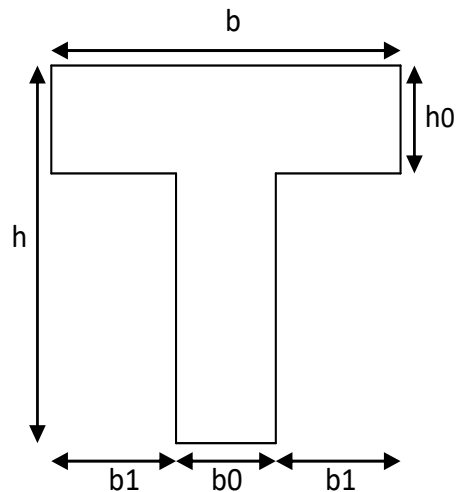
$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$$

Avec :

h_t :Hauteur du plancher.

H_0 : Hauteur du la dalle de compression

$$b_1 = b - b_0$$



FigureIII.15 : Schéma de poutrelle.

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

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

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) \cdot h = (8 ; 12) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm.}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 405 - 50 = 355 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2} ; \frac{355}{10}\right) = \mathbf{26,5 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

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

-Dimensions des poutrelles :

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

$$\frac{475}{25} \leq h \leq \frac{475}{20} \rightarrow 19 \leq h \leq 23,75$$

$$\left\{ \begin{array}{l} = 20 \quad h_0 = 4 \\ b = 65 \quad b_0 = 12 \quad b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 26,5 \end{array} \right.$$

III.4.4 Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$ $p_u = 0,65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ $p_s = 0,65 \times q_s$

Tableau III.17: Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

Designation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (kN/m ²)	Pu (kN/ml)	qs (kN/m ²)	Ps (kN/ml)
Terrasse inaccessible	6,38	1,00	10,113	6,57	7,38	4,8
Etage d'habitation	5,34	1,50	9,46	6,15	6,84	4,45
RDC et 1 ^{er} étage(comerce)	5,34	3,50	12,46	8,1	8,84	5,75

III.4.5 Methode de calcul :

Il existe trois méthode de calcul en béton armé pour calculer les Moments: la Methode forfaitaire, Methode de Caquot et la méthode de RDM ou bien en utilisant le logiciel SAP2000 qui se base sur les Theorie des Elements Finis. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées

Comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes

- Méthode forfaitaire
- Méthode de CAQUOT
- Par le logiciel SAP2000

III.4.6 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

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

➤ 1ere étape de calcul: avant coulage:

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

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

• Évaluation des charges et surcharges:

1. Charges permanentes:

$$\text{Poids propre de la poutrelle} \quad G = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$$

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

$$G_{\text{Tot}} = 1,94 \text{ kN/ml}$$

2. Charges d'exploitation:

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

• **Combinaison des charges:**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,60 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,60 \text{ kN/ml}$

• **Calcul des Momentes:**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3,6 \times 4,05^2}{8} = 7,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2,6 \times 4,05^2}{8} = 5,33 \text{ kN.m}$$

III.4.7 Ferrailage:

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

$M_u = 7,38 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 2,79 > \mu_R = 0,371 \rightarrow A_{s'} \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

➤ **2ème étape : Après le coulage de la dalle de compression :**

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

- **Évaluation des charges et surcharges:**

- ❖ **Plancher terrasse:**

- Charge permanentes:

$$G= 6.38 \times 0.65 = 4.147 \text{ kN/ml}$$

- Charges d'exploitation :

$$Q=1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

- ❖ **Plancher courant:**

- Charge permanentes:

$$G= 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ kN/ml}$$

- Charges d'exploitation :

$$Q=3.5 \times 0.65 = 2.28 \text{ kN/ml}$$

- **Combinaison des charges:**

- **Plancher terrasse:**

$$\text{E.L.U : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.57 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 4.8 \text{ kN/ml}$$

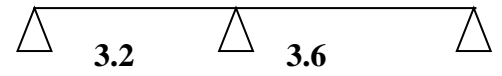
- **Plancher courant:**

$$\text{E.L.U : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.1 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 5.75 \text{ kN/ml}$$

Conclusion: Le plancher d'étage courant est le plus sollicité.

➤ **Poutrelle a deux travée:**



$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 8,1 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,8 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

Figure III.16: Poutre a deux travée.

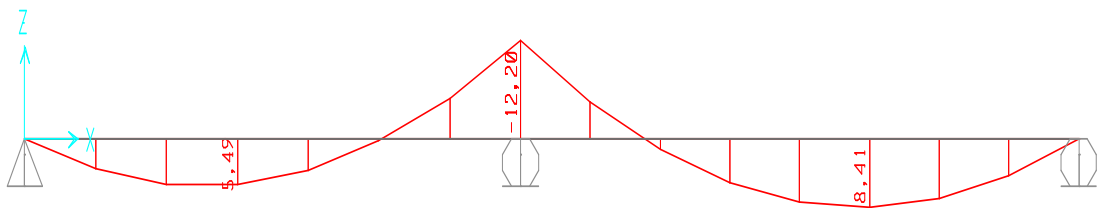
▪ **Calcul des efforts internes:**

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

Méthode utilisée : élément finis (SAP2000)

1) Diagrammes des Moments:

ELU :



ELU :

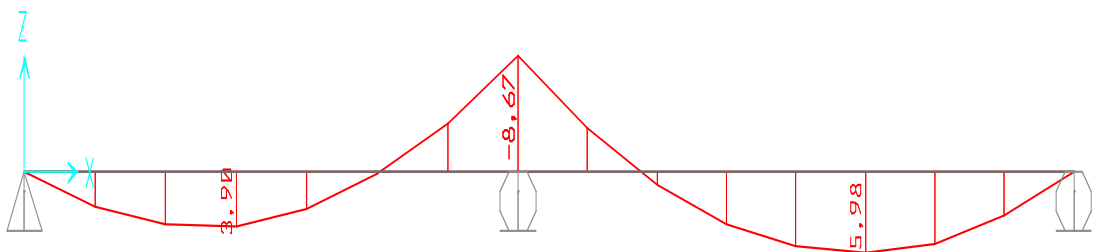


Figure I.17: Diagrammes de Moments de Poutres.

-Condition 2 :

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

Travées \Rightarrow **Condition est vérifiée**

-Condition 3 :

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,95}{3,00} = 1,31 \geq 1,25 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

-Condition 4 :

La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow **Condition vérifiée**

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs.

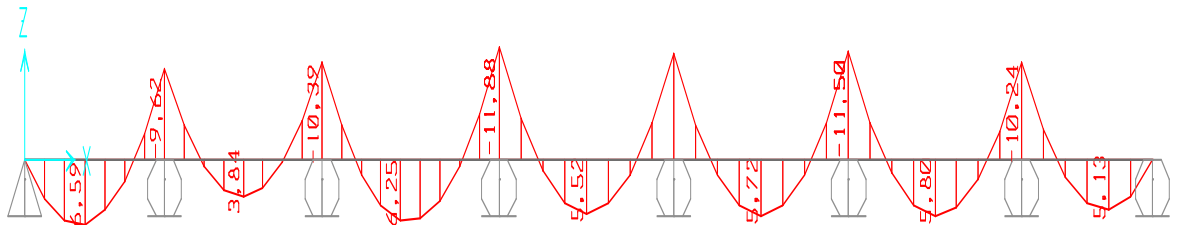
▪ **Calcul des efforts internes:**

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

Méthode utilisée : élément finis (SAP2000)

2) Diagrammes des Moments:

ELU :



ELS :

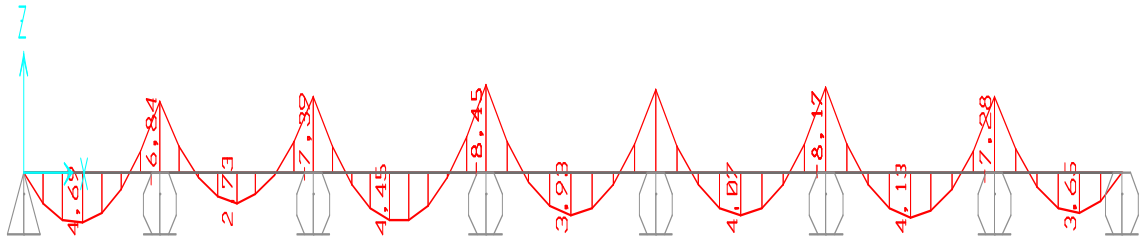


Figure III.20: Diagrammes de Moments de Poutres.

3) Diagrammes des efforts tranchants:

ELU :

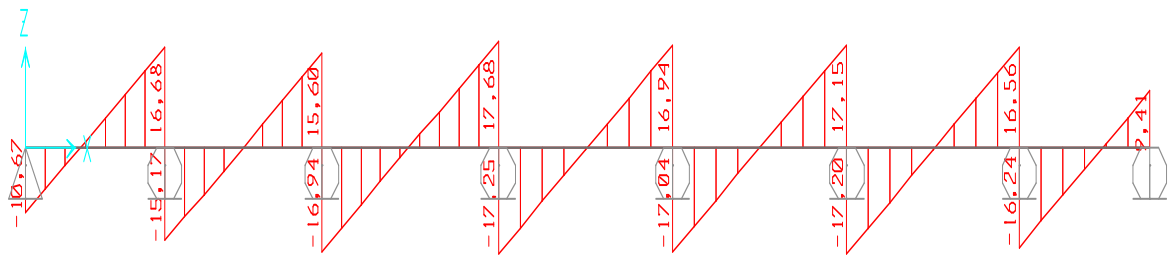


Figure III.21: Diagrammes de efforts tranchants.

III.4.9 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Ce type sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres types on les a généralisées par le même calcul.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :

$$M_{tu}^{\max} = 6,59 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = -11,88 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 17,68 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{max} = 4,69 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{max} = - 8,45 \text{ kNm}$$

a. Ferraillage en travée :

$h=20 \text{ cm}$; $h_0=4 \text{ cm}$; $b=65 \text{ cm}$; $b_0=12 \text{ cm}$; $d=0,9h=18 \text{ cm}$, $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$, $f_e = 500 \text{ MPa}$

$f_{c28}=30 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,4 \text{ MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 70.72 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{au}^{max} < M_{tab}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

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

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

Tableau III.18: calcul du ferraillage

	Mu KN.m	μ	α	Z	As'	As cm ²	Le choix	As ^{adopté}
Appui	6,59	0,018	0,02	178.56	0	0,85	3T10	2.37
Travée	11,88	0,033	0,04	177.12	0	1,54	2T12	2.26

III.4.10 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,3\text{cm}^2$$

- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus

défavorable c'est-à-dire : $Tu^{\max} = 17,68 \text{ kN}$

On doit vérifier si : $\tau u \leq \bar{\tau}$

$$\tau u = \frac{Vu}{bd} = \frac{17,68 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau u \leq \bar{\tau} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.11 Vérifications à l'ELS :

$$Mt_{\text{ser}}^{\max} = 4,69 \text{ kNm}$$

$$Ma_{\text{ser}}^{\max} = - 8,45 \text{ kNm}$$

-Vérification des contraintes des armatures :

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

- Vérification des contraintes du béton :

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

Il faut vérifier les deux conditions :

$$1) \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A s' (y - c') - n A s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A s' (y - c')^2 + n A s (d - y)^2$$

Tableau III.19: contraintes du béton

	Mser(kNm)	As(cm ²)	A's(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Condition
APPUI	4,69	2.37	0	6,06	18	122,7	250	C. Vérifier
TRAVEE	8,45	2.26	0	11,1	18	231,1	250	C. Vérifier

III.4.12 Schéma de ferrillage :

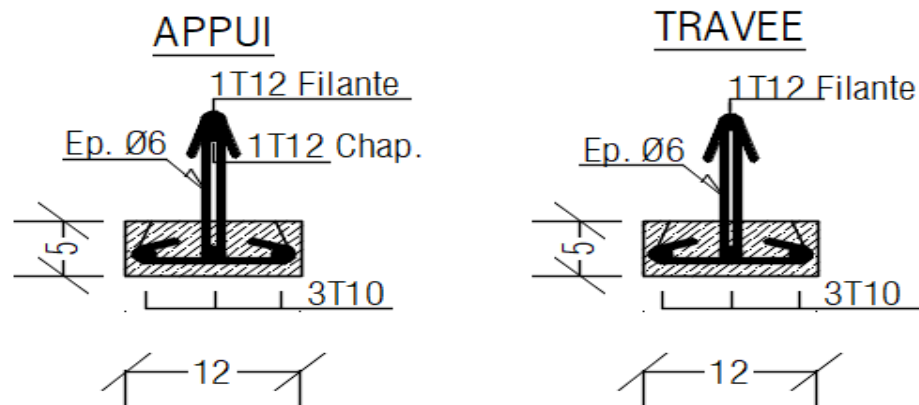


Figure III.22 : Ferrillages des poutrelles.

III.4.13 Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

Si :

- L_1 : Distance entre axes des poutrelles
- A_1 : Armatures perpendiculaires (AP)
- A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} & \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{Fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} & \Rightarrow A_1 = \frac{200}{Fe} \end{cases}$$

$Fe = 500 \text{ MPa}$ (acier rond lisse $\rightarrow \varnothing \leq 6 \text{ mm}$)

On a : $L = 65 \text{ cm}$

Donc on obtient : $A_1 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : $5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$

$$S_T = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$

$S_t = 20 \text{ cm}$.

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

III.4.14 Schéma ferrailage de la dalle de compression :

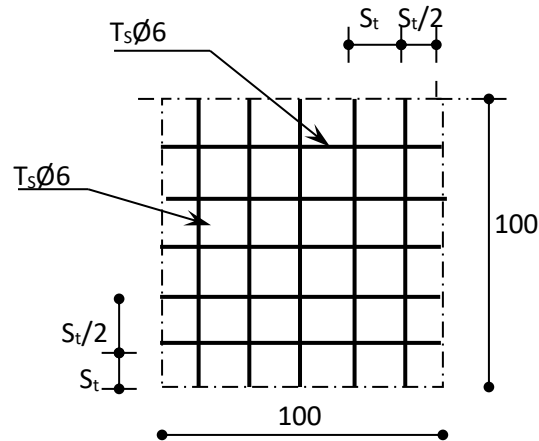


Figure III.23 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.5. Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

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

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

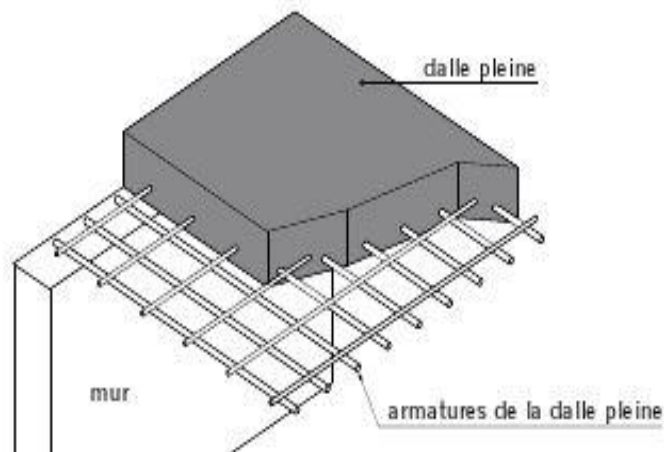


Figure III.24: Schema de dalle pleine .

III.5.1 Calcul des dalles pleines :

- La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.
- Dans notre structure, on a plusieurs formes des panneaux ont généralisée par ce panneau

-Panneau de la dalle sur 4 appuis (Panneau de rive)

$\rho = Lx / Ly = 4,45 / 5,45 = 0,82 > 0,4$ La dalle travaille suivant les deux sens

III.5.2 Calcul des sollicitations :

a-ELU :

On a :

$G = 6.15 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

$P_u = 1.35 \times 6.15 + 1.5 \times 1.5 = 10.55 \text{ kN.m}^2$

$\mu_x = 0,0539$

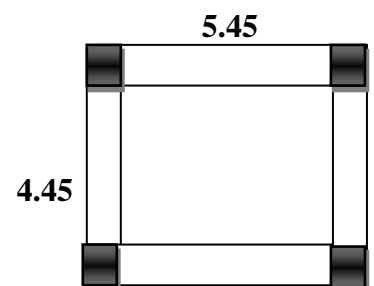


Figure III.25: Panneau sur 4 appuis.

$$\mu_y = 0,6313$$

$$M_x = \mu_x \times pu \times lx^2 = 0,0539 \times 10,55 \times 4,45^2 = 11,26 \text{ kN m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,6313 \times 11,26 = 7,11 \text{ kN m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

III.5.3 Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

Travée :

$$M_{t,x} = 0,85 M_x = 0,85 \times 11,26 = 9,57 \text{ kN m}$$

$$M_{t,y} = 0,85 M_y = 0,85 \times 7,11 = 6,04 \text{ kN m}$$

Appui:

$$M_{a \text{ rive}} = -0,3 M_x = -0,3 \times 11,26 = -3,38 \text{ KN m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = -0,5 M_x = -0,5 \times 11,26 = -5,63 \text{ KN m}$$

III.5.4 Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml :

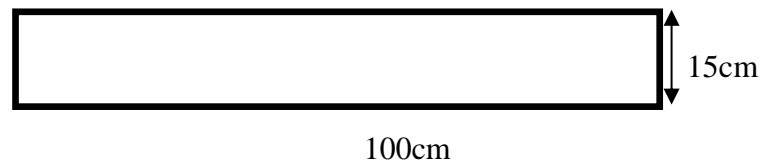


Figure III.26: Section de la dalle pleine à ferrailer.

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$F_e = 500 \text{ MPa} \quad / \quad F_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad / \quad F_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

Tableau III.20: calcul du ferrailage

	M _u (KNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (mm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	Choix
Mtx	9,57	0,031	OUI	0	0,04	132.84	1,65	1.44	3,14	4T10
Mty	6,04	0,019	OUI	0	0.024	133.7	1,04	1.44	3,14	4T10
Ma rive	3,38	0.011	OUI	0	0.014	134.24	0,58	1.44	2,36	3T10
Ma Inter	5,63	0.018	OUI	0	0.023	133.76	0,97	1.44	2.36	3T10

III.5.5 Vérification des espacements :

$Esp = \frac{100}{4} = 25 \leq St = \min(3h, 33cm) = 33cm$ vérifiée (sens principale). **condition vérifiée.**

$Esp = \frac{100}{3} = 33 \leq St = \min(4h, 45cm) = 45cm$ vérifiée (sens secondaire). **condition vérifiée.**

III.5.6 Vérification des diamètres des barres :

$\emptyset = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm$ condition vérifiée.

$\emptyset = 8 \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm$ condition vérifiée.

III.5.7 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 :

- **condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,5cm^2$$

• **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus

défavorable c'est-à-dire :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{pu LxLy}{2Lx+Ly} = \frac{10,55 \times 4,45 \times 5,45}{2 \times 4,45 + 5,45} = 17,83 \text{ kN} \\ T_y = \frac{pu Lx}{3} = \frac{10,55 \times 5,45}{3} = 19,16 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$T_u^{\max} = \text{MAX} (T_x ; T_y) = 19,16 \text{ kN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{19,16 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,142 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} \leq 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.8 Vérifications à l'ELS :

$$G=6,15 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q=1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = 6,15 + 1,5 = 7,65 \text{ kN.m}$$

$$\mu_x = 0,0607$$

$$\mu_y = 0,7381$$

$$M_x = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0,0607 \times 7,65 \times 4,45^2 = 9,2 \text{ kN ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,7381 \times 9,2 = 6,79 \text{ kN ml}$$

III.5.9 Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

Travée :

$$M_{t,x} = 0,85 M_x = 0,85 \times 9,2 = 7,82 \text{ kN ml}$$

$$M_{t,y} = 0,85 M_y = 0,85 \times 6,79 = 5,77 \text{ kN ml}$$

Appui:

$$M_{a \text{ rive}} = -0,3 M_x = -0,3 \times 9,2 = -2,76 \text{ kN ml}$$

$$M_{a \text{ inter}} = -0,5 M_x = -0,5 \times 9,2 = -4,6 \text{ kN ml}$$

-Vérification des contraintes des armatures :

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

- Vérification des contraintes du béton :

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

Il faut vérifier les deux conditions :

$$1) \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A s' (y - c') - n A s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A s' (y - c')^2 + n A s (d - y)^2$$

TableauIII.21: contraintes du béton

	Mser(kNm)	As(cm ²)	A's(cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Condition
Mt,x	7,82	3.14	0	3.13	6087.13	4.02	18	Vérifier
Mt,y	5,77	3,14	0	3	5198.2	3,33	18	Vérifier
Ma rive	2,76	1.51	0	2.25	3246.33	1.91	18	Vérifier
Ma inter	4,6	2.36	0	3	5207.55	2,65	18	Vérifier

$$-\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

- $\sigma_{st} = \frac{nM_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 7,82 \times 10^6 (135-31.3)}{6087.13 \times 10^4} = 199.83 \text{MPa}$
- $\sigma_{st} = \frac{nM_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 5,77 \times 10^6 (135-30)}{5198.2 \times 10^4} = 174,82 \text{MPa}$
- $\sigma_{st} = \frac{nM_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 2,76 \times 10^6 (135-22.5)}{3246.33 \times 10^4} = 143.46 \text{MPa}$
- $\sigma_{st} = \frac{nM_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 4,6 \times 10^6 (135-30)}{5207.55 \times 10^4} = 140 \text{MPa}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0,5 f_e \sqrt{110 \sqrt{n} * f_{tj}})\right) = 250 \text{MPa} \quad \eta=1.6$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

III.5.10 Ferrailages des dalles pleines :

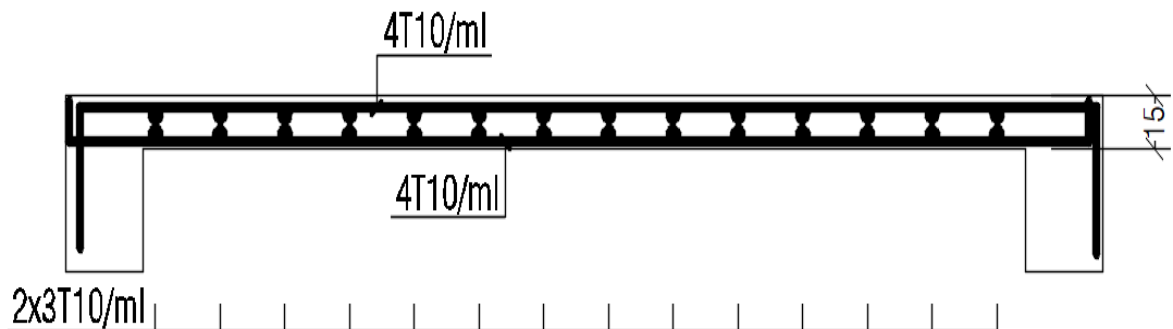


Figure III.27 : Ferrailages des dalles pleines.

IV.1. Introduction :

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place afin d'éviter d'importants dégâts humains et matériels.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABSVersion18.0.2** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. Étude sismique :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.2.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure ont été modélisés par un élément linéaire de type poutre (Frame) à deux nœuds et chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- À tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

VI.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25kN/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère)

VI.3. Choix de la méthode de calcul :

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

a. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- | | | |
|-------------------|---|---|
| Zone III : | { | <ul style="list-style-type: none"> • groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m • groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. • groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m |
|-------------------|---|---|

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

VI.3.2. La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a. Principe :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.

- 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 repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec} \dots\dots(4-14) [1]$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

b. Analyse spectrale :

➤ **Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots (4-13) [1]$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

Sa/g

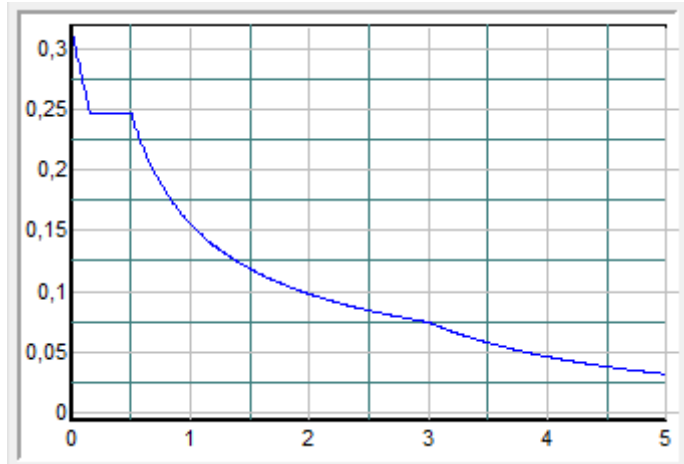


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par les "*RPA99 version 2003*" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots [1]$$

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \rightarrow \mathbf{A=0.25}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003**.

$$\text{Catégorie } S_3 \rightarrow \text{site meuble} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

- $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} , T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right) \quad C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 34,6\text{m}$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x=28,75\text{m} \\ D_y=34,1\text{m} \end{array} \right.$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(34)^{3/4} = 0,704\text{s}, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{34,6}{\sqrt{28,75}} = 0,58\text{s}$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{34,6}{\sqrt{34,1}} = 0,53\text{s}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,704; 0,58) = 0,58\text{s}.$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,704; 0,53) = 0,53\text{s}.$

• **Calcul de D :**

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,58} \right)^{2/3} = 2$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,524} \right)^{2/3} = 2,12$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) **des RPA 99 v2003.**

On a choisi un R=5 (mixte portique/voiles avec interaction)

Q : facteur de qualité

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \Rightarrow \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableaux IV.1 : valeur des pénalités P_q

Critère	Pq	
	Sens-X	Sens-X
1. Condition minimal sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3.Régularité en plan	0,05	0,05
4.Régularité en élévation	0,05	0,05
5.Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6.Contrôle de la qualité d'exécution	0	0
Pq	0.1	0.1

Donc :

$$Q//xx=1+(0+0+0,05+0,05+0+0) =\mathbf{1.10}$$

$$Q//yy=1+(0+0+0,05+0,05+0+0) =\mathbf{1.10}$$

W : poids de la structure :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W =\sum_{i=1}^n Wi$$

$$Wi = WGi + bWQi$$

Avec :

Wi : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher " i " ;

WGi : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " ;

WQi : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta =0,2$$

VI.4. Résultats de l'analyse sismique :

1. Modèle initial :

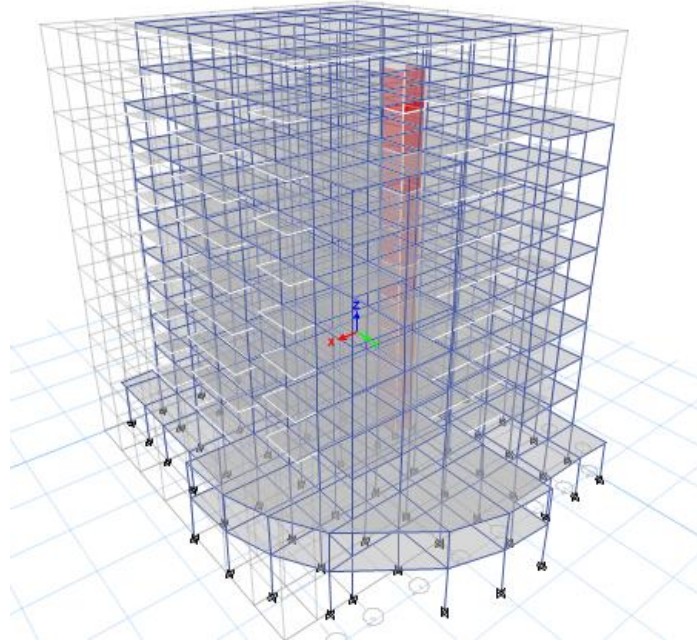


Figure IV.2 : Vue en 3D.

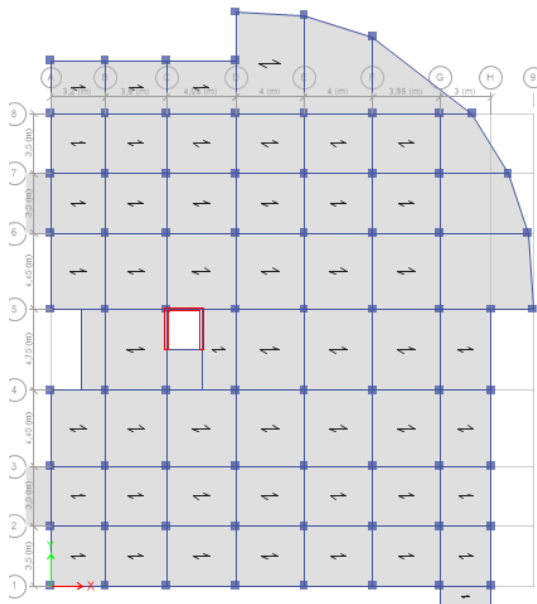


Figure IV.3 : Vue en plan RDC.

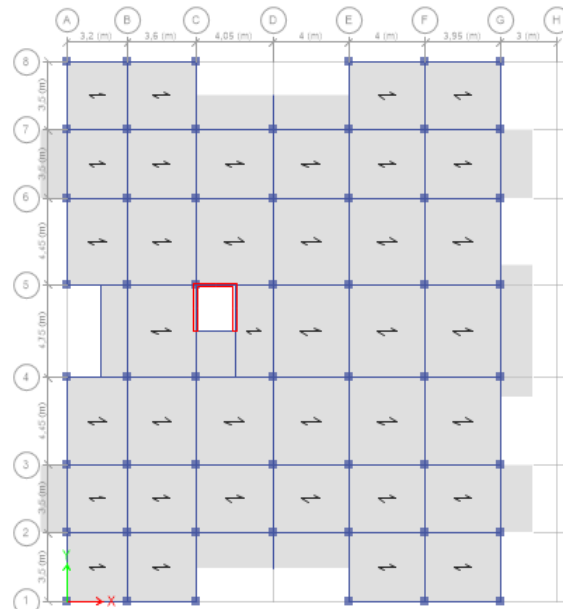


Figure IV.4: Vue en plan 3ème étage.

-Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

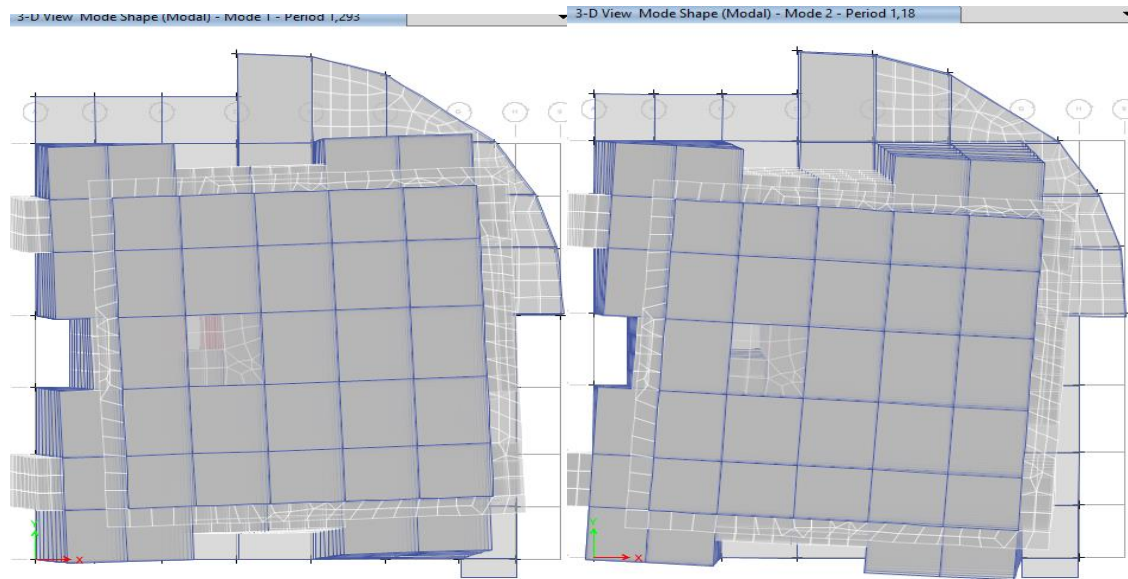
- Une période fondamentale : $T = 1,293$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **13^{ème}** mode

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	1,293	0,6095	0,0223	0	0,6095	0,0223	0
Modal	2	1,18	0,0758	0,4071	0	0,6853	0,4294	0
Modal	3	1,056	0,0143	0,2757	0	0,6997	0,7051	0
Modal	4	0,449	0,039	0,0203	0	0,7387	0,7254	0
Modal	5	0,398	0,0944	0,0256	0	0,8331	0,7509	0
Modal	6	0,364	0,0047	0,0823	0	0,8378	0,8332	0
Modal	7	0,278	0,0036	0,0085	0	0,8414	0,8417	0
Modal	8	0,223	0,0562	0,002	0	0,8975	0,8437	0
Modal	9	0,206	0,0003	0,0496	0	0,8979	0,8933	0
Modal	10	0,191	0,0014	0,0042	0	0,8993	0,8975	0
Modal	11	0,154	0,035	0,0014	0	0,9342	0,8989	0
Modal	12	0,141	0,003	0,0009	0	0,9372	0,8998	0
Modal	13	0,139	0,0005	0,0336	0	0,9376	0,9334	0
Modal	14	0,111	0,0136	0,0011	0	0,9512	0,9345	0
Modal	15	0,107	0,0125	0,0001	0	0,9638	0,9346	0

- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2ème mode est un mode de rotation.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à x-x.

Le 2^{ème} mode : rotation.



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure IV.5 : Modes de déformation.

Pour éviter le mode de torsion en 2^{er} mode et 3^{ème} mode, on doit rigidifier la structure. Les « *RPA99 version 2003* » rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

2. Modèle (finale) :

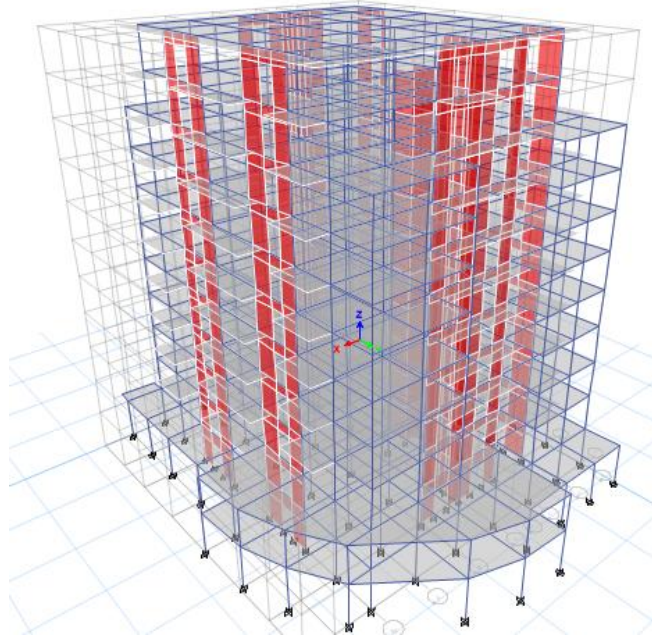


Figure IV.6 : Vue en 3D.

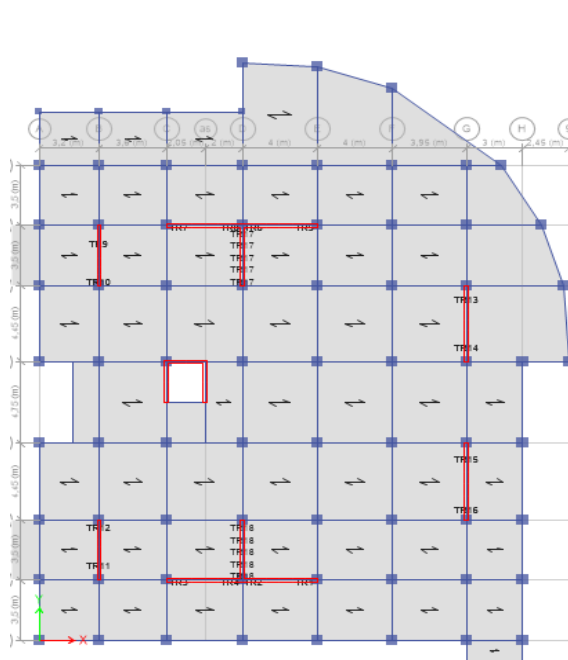


Figure IV.7: Vue en RDC.

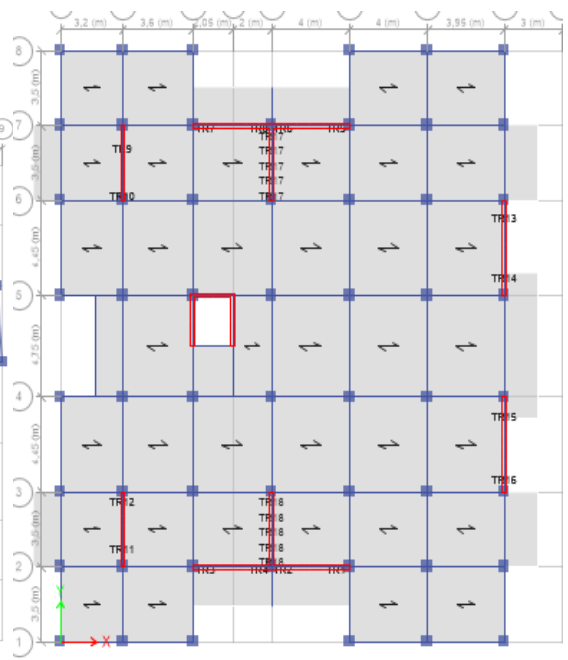


Figure IV.8 : Vue en plan 3ème étage.

a- Caractéristiques dynamique propres du modèle finale :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : **T =0,747 sec.**

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.

Tableau IV.3 : Participation massique du 2^{ème} modèle

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

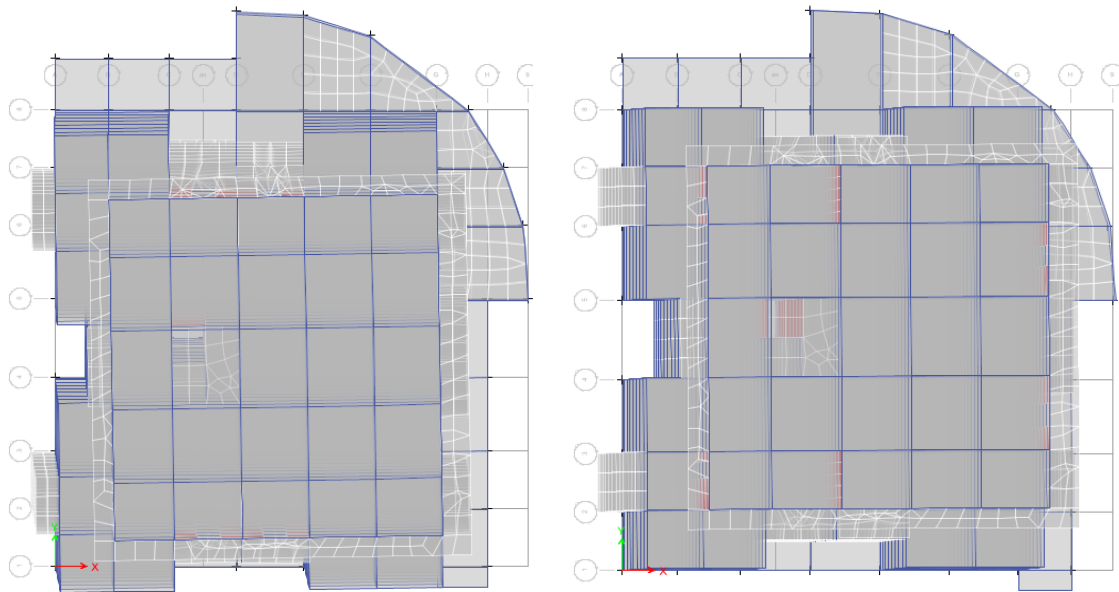
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	0,747	0,0072	0,6406	0	0,0072	0,6406	0
Modal	2	0,74	0,6567	0,0077	0	0,6639	0,6482	0
Modal	3	0,606	0,0015	0,0036	0	0,6654	0,6518	0
Modal	4	0,203	0,1915	0,0003	0	0,8569	0,6521	0
Modal	5	0,198	0,0001	0,1782	0	0,857	0,8303	0
Modal	6	0,169	0,001	0,0085	0	0,858	0,8388	0
Modal	7	0,1	0,0705	0,0001	0	0,9285	0,8389	0
Modal	8	0,091	0,00002352	0,0685	0	0,9285	0,9075	0
Modal	9	0,085	0,0005	0,011	0	0,929	0,9185	0
Modal	10	0,066	0,0336	0,0001	0	0,9626	0,9185	0
Modal	11	0,057	0,00001485	0,016	0	0,9627	0,9345	0
Modal	12	0,055	0,0001	0,024	0	0,9628	0,9585	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

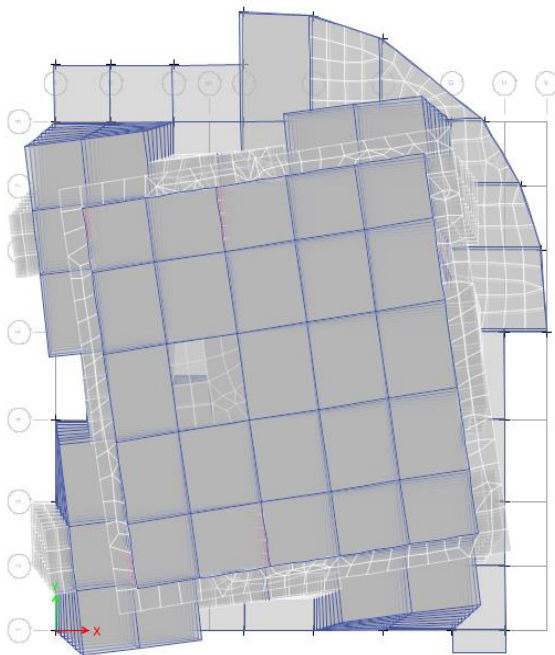
3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,747

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,74



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à y-y. Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à x-x

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0,606



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure IV.9: Modes de déformation.

b-Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **Etabs** on a :

• $W = 66325,48\text{kN} \rightarrow$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2 \times 1,10}{5} \times 66325,48 = 7295,8\text{kN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2,12 \times 1,10}{5} \times 66325,48 = 7733,6\text{kN}$$

Il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

Tableau IV.4 : Vérification de la résultante des forces sismique

	Vdyn(kN)	0,8* Vst(kN)	Observation
Sens X-X	5566,64	5836,64	Non Vérifiée
Sens Y-Y	5441,23	6186,88	Non Vérifiée

Dans le sens X-X pour Ex il faut augmenter les paramètres de la repense de

$$r = 0,8 * V_{st} / V_{dyn} = 1,05$$

Dans le sens Y-Y pour Ey il faut augmenter les paramètres de la repense de

$$r = 0,8 * V_{st} / V_{dyn} = 1,14$$

c-Calcul et vérification des déplacements :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 4-4-3) :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y). Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

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

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k -1$$

Le RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible qui est : $\Delta k_{adm} = 1\% h_e$.

Avec:

h_e : la hauteur libre de l'étage considéré.

Il faut vérifier que : $\Delta k \leq \Delta k_{adm}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après.

-sens x-x :

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements selon x-x

<i>Niveaux</i>	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δk_{adm} (%)	<i>Observation</i>
RDC	0,08	0,4	0	0,40	3,400	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,26	1,3	0,4	0,90	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,5	2,5	1,3	1,20	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,76	3,8	2,5	1,30	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,04	5,2	3,8	1,40	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,35	6,75	5,2	1,55	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1,66	8,3	6,75	1,55	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 7	1,96	8,6	8,3	0,30	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2,26	9,95	8,6	1,35	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2,56	11,1	9,95	1,15	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 10	3,1	12,45	11,1	1,35	3,060	<i>vérifiée</i>

-sens v-v:

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements selon y-y

<i>Niveaux</i>	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_{kadm} (%)	<i>Observation</i>
RDC	0,1	0,5	0	0,50	3,400	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,27	1,35	0,5	0,85	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,5	2,5	1,35	1,15	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,78	3,9	2,5	1,40	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,09	5,45	3,9	1,55	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,43	7,15	5,45	1,70	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1,78	8,9	7,15	1,75	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,12	10,6	8,9	1,70	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2,46	12,3	10,6	1,70	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2,77	13,85	12,3	1,55	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 10	3,1	15,5	13,85	1,65	3,060	<i>vérifiée</i>

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans le modèle 1.

d-L 'effort normal réduit :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$\nu = \frac{N}{B^* f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (Combinaison G+Q+E).

Bc : l'aire (section brute) de cette dernière.

Fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPA).

Remarque :

- L'effort Nd est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm Ex \\ 0,8G \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0,8G \pm Ey \end{array} \right.$$

- Les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification.

-Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
<i>RDC</i>	50	50	2500	1954,19	0,261	<i>vérifiée</i>
<i>RDC</i>	30	30	900	99,04	0,037	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	50	50	2500	1758,80	0,235	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	45	45	2025	1547,33	0,255	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	45	45	2025	1335,75	0,220	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	45	45	2025	1125,40	0,185	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	40	40	1600	955,40	0,199	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	40	40	1600	796,80	0,166	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	40	40	1600	639,50	0,089	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	35	35	1225	481,50	0,087	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	35	35	1225	324,80	0,059	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 10</i>	35	35	1225	229,40	0,042	<i>vérifiée</i>

✓ Remarque :

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée.

e-Vérification des conditions du facteur de comportement R :

1) **Justification des voiles sous charges verticales :**

Pour un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé (structure **4a** selon **RPA99 version 2003**) [2] le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à **5** ; néanmoins il y a lieu de vérifier que :

- Les voiles reprennent au plus **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales

- Les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Tout fois, en zone sismique III, les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'efforts tranchant d'étage

➤ **Effort normal à ELS :**

• Voiles :

- $V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} < 20 \% \dots\dots \text{vérifié.}$

- $V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} = \frac{20693,9}{73773,6} = 0,28 \Rightarrow 28\% > 20 \% \dots\dots \text{non vérifié.}$

MODEL 2 : Dans ce modèle on diminue le coefficient de comportement **R=3,5**.

a-Caractéristiques dynamique propres du modèle finale :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : **T =0,747 sec.**

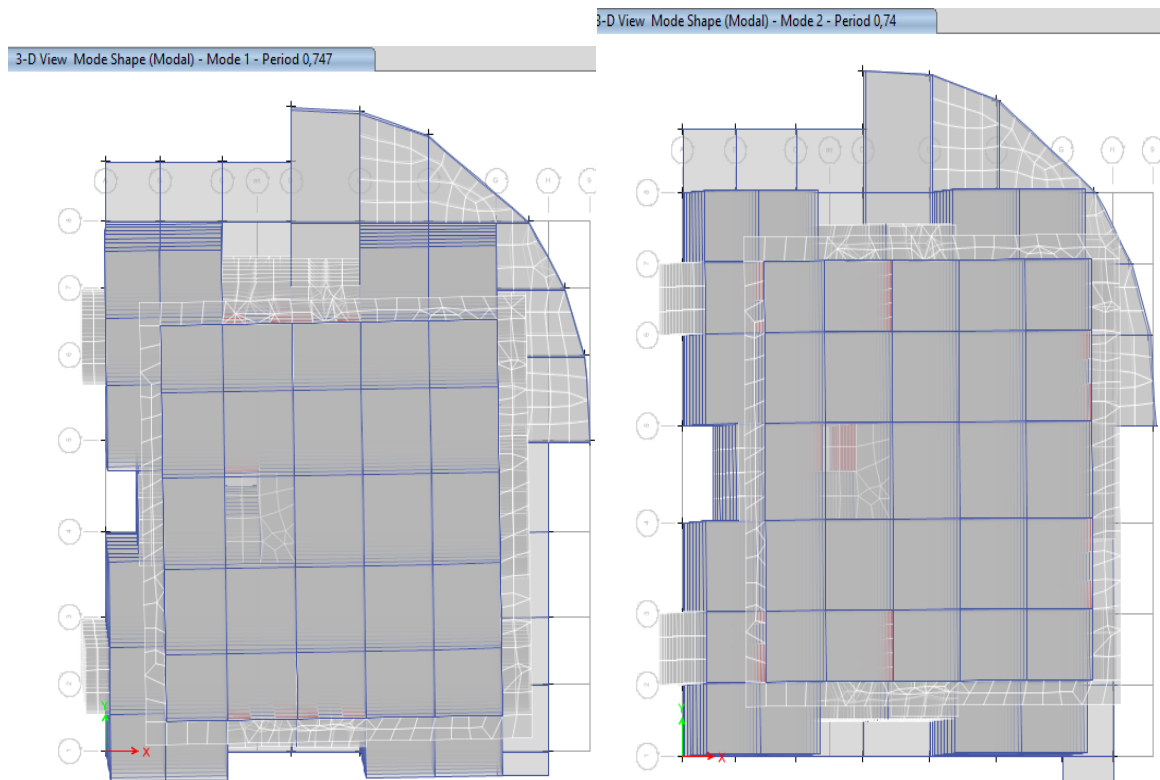
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.

Tableau IV.8 : Période et Participation massique du modèle 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	0,747	0,0072	0,6406	0	0,0072	0,6406	0
Modal	2	0,74	0,6567	0,0077	0	0,6639	0,6482	0
Modal	3	0,606	0,0015	0,0036	0	0,6654	0,6518	0
Modal	4	0,203	0,1915	0,0003	0	0,8569	0,6521	0
Modal	5	0,198	0,0001	0,1782	0	0,857	0,8303	0
Modal	6	0,169	0,001	0,0085	0	0,858	0,8388	0
Modal	7	0,1	0,0705	0,0001	0	0,9285	0,8389	0
Modal	8	0,091	0,00002352	0,0685	0	0,9285	0,9075	0
Modal	9	0,085	0,0005	0,011	0	0,929	0,9185	0
Modal	10	0,066	0,0336	0,0001	0	0,9626	0,9185	0
Modal	11	0,057	0,00001485	0,016	0	0,9627	0,9345	0
Modal	12	0,055	0,0001	0,024	0	0,9628	0,9585	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à y-y. Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à x-x



Le 3^{ème} mode : Rotation

Figure IV.10: Modes de déformation.

b-Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **Etabs** on a :

• $W = 66325,48 \text{ kN} \rightarrow$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2 \times 1,10}{3,5} \times 66325,48 = \mathbf{10422,6 \text{ kN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2,12 \times 1,10}{3,5} \times 66325,48 = \mathbf{11047,93 \text{ kN}}$$

Il faut que : $V_{dynamique} \geq 0,8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismique

	Vdyn(kN)	0,8* Vst(kN)	Observation
Sens X-X	7891,64	8338,06	Non Vérifiée
Sens Y-Y	7670,24	8838,34	Non Vérifiée

Dans le sens X-X pour Ex il faut augmenter les paramètres de la repense de

$$r = 0,8 * V_{st} / V_{dyn} = \mathbf{1,06}$$

Dans le sens Y-Y les paramètres restant les mêmes :

$$r = 0,8 * V_{st} / V_{dyn} = \mathbf{1,15}$$

c-Calcul et vérification des déplacements :

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements selon x-x

<i>Niveaux</i>	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_{kadm} (%)	<i>Observation</i>
RDC	0,13	0,65	0	0,65	3,400	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,36	1,8	0,65	1,15	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,62	3,1	1,8	1,30	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,98	4,9	3,1	1,80	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,37	6,85	4,9	1,95	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,8	9	6,85	2,15	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 6	2,23	11,15	9	2,15	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,7	13,5	11,15	2,35	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 8	3,09	15,45	13,5	1,95	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 9	3,48	17,4	15,45	1,95	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 10	3,9	19,5	17,4	2,10	3,060	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements selon y-y

<i>Niveaux</i>	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_{kadm} (%)	<i>Observation</i>
RDC	0,11	0,385	0	0,39	3,400	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,32	1,12	0,385	0,74	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,67	2,345	1,12	1,23	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1,02	3,57	2,345	1,23	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,41	4,935	3,57	1,37	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,82	6,37	4,935	1,43	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 6	2,24	7,84	6,37	1,47	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,7	9,45	7,84	1,61	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 8	3,07	10,745	9,45	1,30	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 9	3,47	12,145	10,745	1,40	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 10	3,85	13,475	12,145	1,33	3,060	<i>vérifiée</i>

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans le modèle 2.

d-L 'effort normal réduit :

Tableau IV.12: Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	50	50	2500	2340,39	0,312	non vérifié
RDC	30	30	900	100,04	0,037	vérifiée
Etage 1	50	50	2500	1958,84	0,261	vérifiée
Etage 2	45	45	2025	1757,88	0,289	vérifiée
Etage 3	45	45	2025	1435,80	0,236	vérifiée
Etage 4	45	45	2025	1225,37	0,202	vérifiée
Etage 5	40	40	1600	1005,40	0,209	vérifiée
Etage 6	40	40	1600	896,78	0,187	vérifiée
Etage 7	40	40	1600	739,47	0,103	vérifiée
Etage 8	35	35	1225	581,50	0,105	vérifiée
Etage 9	35	35	1225	424,84	0,077	vérifiée
Etage 10	35	35	1225	329,40	0,060	vérifiée

✓ Remarque :

La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée, nous proposons de l'augmentation des sections des poteaux dans le modèle suivant comme suit :

Tableau IV.13 : Choix des sections des poteaux

Niveau	S _{poteaux}
RDC → 1^{ème}	60x60
2^{ème} → 4^{ème}	55x55
5^{ème} → 7^{ème}	50x50
8^{ème} → 10^{ème}	45x45

MODEL 3 : Dans ce modèle on augmente les sections des poteaux

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : **T =0,7 sec.**

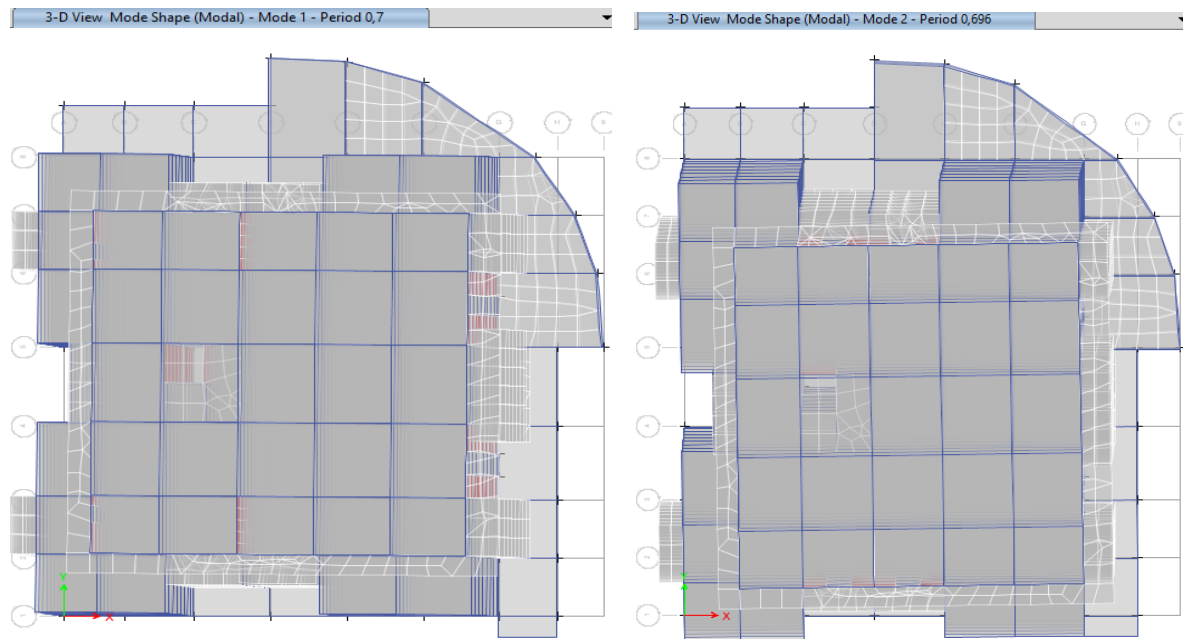
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.

Tableau IV.14: Période et Participation massique du modèle 3

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	0,7	0,6575	0,009	0	0,6575	0,009	0
Modal	2	0,695	0,01	0,6412	0	0,6675	0,6502	0
Modal	3	0,571	0,0014	0,0042	0	0,6689	0,6544	0
Modal	4	0,195	0,1882	0,0002	0	0,8571	0,6546	0
Modal	5	0,185	0,0001	0,1766	0	0,8572	0,8312	0
Modal	6	0,161	0,0009	0,01	0	0,8581	0,8412	0
Modal	7	0,097	0,068	0,0001	0	0,9262	0,8413	0
Modal	8	0,087	0,00001404	0,0644	0	0,9262	0,9057	0
Modal	9	0,081	0,0005	0,0138	0	0,9267	0,9195	0
Modal	10	0,064	0,033	0,0001	0	0,9597	0,9196	0
Modal	11	0,055	0,00003694	0,0107	0	0,9597	0,9302	0
Modal	12	0,053	0,0001	0,0283	0	0,9599	0,9585	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à x-x. Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à y-y



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure IV.11: Modes de déformation.

b-Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **Etabs** on a :

• $W = 70368,74 \text{ kN} \rightarrow$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2 \times 1,10}{3,5} \times 70368,74 = 11057,94 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2,12 \times 1,10}{3,5} \times 70368,74 = 11721,42 \text{ kN}$$

Il faut que : $V_{dynamique} \geq 0,8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

Tableau IV.15: Vérification de la résultante des forces sismique

	Vdyn(kN)	0,8* Vst(kN)	Observation
Sens X-X	8614,56	8846,36	Non Vérifiée
Sens Y-Y	8469,88	9377,14	Non Vérifiée

Dans le sens X-X pour Ex il faut augmenter les paramètres de la repense de

$$r = 0,8 * Vst / Vdyn = 1,03$$

Dans le sens Y-Y les paramètres restant les mêmes :

$$r = 0,8 * Vst / Vdyn = 1,1$$

c-Calcul et vérification des déplacements :

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements selon x-x

<i>Niveaux</i>	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_{kadm} (%)	<i>Observation</i>
RDC	0,13	0,455	0	0,46	3,400	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,35	1,225	0,455	0,77	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,65	2,275	1,225	1,05	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1	3,5	2,275	1,23	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,37	4,795	3,5	1,29	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,76	6,16	4,795	1,36	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 6	2,2	7,7	6,16	1,54	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,6	9,1	7,7	1,40	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2,9	10,15	9,1	1,05	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 9	3,3	11,55	10,15	1,40	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 10	3,65	12,77	11,55	1,22	3,060	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements selon y-y

<i>Niveaux</i>	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_{kadm} (%)	<i>Observation</i>
RDC	0,12	0,42	0	0,42	3,400	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,34	1,19	0,42	0,77	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,65	2,28	1,19	1,09	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1	3,5	2,28	1,22	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,4	4,9	3,5	1,40	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,83	6,4	4,9	1,50	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 6	2,26	7,91	6,4	1,51	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,7	9,45	7,91	1,54	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 8	3,11	10,88	9,45	1,43	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 9	3,5	12,25	10,88	1,37	3,060	<i>vérifiée</i>
Etage 10	3,9	13,65	12,25	1,40	3,060	<i>vérifiée</i>

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans le modèle 2.

d-L 'effort normal réduit :

Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	60	60	3600	2620,90	0,243	<i>vérifiée</i>
RDC	40	40	1600	101,19	0,021	<i>vérifiée</i>
Etage 1	60	60	3600	2339,01	0,217	<i>vérifiée</i>
Etage 2	55	55	3025	2078,61	0,229	<i>vérifiée</i>
Etage 3	55	55	3025	1808,01	0,149	<i>vérifiée</i>
Etage 4	55	55	3025	1532,29	0,127	<i>vérifiée</i>
Etage 5	50	50	2500	1259,96	0,126	<i>vérifiée</i>
Etage 6	50	50	2500	1004,26	0,100	<i>vérifiée</i>
Etage 7	50	50	2500	762,11	0,055	<i>vérifiée</i>
Etage 8	45	45	2025	537,00	0,048	<i>vérifiée</i>
Etage 9	45	45	2025	359,21	0,032	<i>vérifiée</i>
Etage 10	45	45	2025	246,24	0,022	<i>vérifiée</i>

e-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

➤ Selon x-x

Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P-Δ sens x

Etages	hk (m)	Depl inter-etg (m)	Vk_x-x (kN)	Pk (kN)	P cumul (kN)	θ-k	Vérification
RDC	3,4	0,001306	10150,7772	70339,75	70339,7513	0,001	vérifiée
Etage1	3,06	0,003608	9894,9896	61484,95	131824,6976	0,001	vérifiée
Etage2	3,06	0,006663	9462,9647	53782,21	185606,9039	0,001	vérifiée
Etage3	3,06	0,010182	8958,9133	47365,53	232972,4359	0,001	vérifiée
Etage4	3,06	0,013986	8321,4519	40948,86	273921,2936	0,002	vérifiée
Etage5	3,06	0,017984	7571,348	34532,18	308453,477	0,003	vérifiée
Etage6	3,06	0,022032	6713,4423	28319,56	336773,0386	0,004	vérifiée
Etage7	3,06	0,026023	5702,4592	22106,94	358879,9784	0,006	vérifiée
Etage8	3,06	0,029899	4523,355	15894,32	374774,2964	0,009	vérifiée
Etage9	3,06	0,033653	3158,582	9865,094	384639,3901	0,014	vérifiée
Etage10	3,06	0,037199	1851,887	5388,281	390027,6706	0,026	vérifiée

➤ Selon y-y :

Tableau IV.20 : Vérification de l'effet P-Δ sens y-y

Etages	hk (m)	Depl inter-etg (m)	Vk_y-y (kN)	Pk (kN)	P cumul (kN)	θ-k	Vérification
RDC	3,4	0,001181	10761,1482	70331,72	70331,7173	0,001	vérifiée
Etage1	3,06	0,003438	10500,6117	61476,91	131808,6296	0,001	vérifiée
Etage2	3,06	0,006554	10066,1921	53782,21	185590,8359	0	vérifiée
Etage3	3,06	0,010254	9555,6585	47365,53	232956,3679	0,001	vérifiée
Etage4	3,06	0,014336	8897,6816	40948,86	273905,2256	0,002	vérifiée
Etage5	3,06	0,018672	8106,977	34532,18	308437,409	0,003	vérifiée
Etage6	3,06	0,0231	7191,7386	28319,56	336756,9706	0,004	vérifiée
Etage7	3,06	0,027504	6106,1916	22106,94	358863,9104	0,006	vérifiée
Etage8	3,06	0,0318	4843,5414	15894,32	374758,2284	0,009	vérifiée
Etage9	3,06	0,035682	3400,9436	9865,094	384623,3221	0,014	vérifiée
Etage10	3,06	0,0398	2025,4734	5388,281	390011,6026	0,026	vérifiée

CONCLUSION :

- Toutes les conditions exigées par RPA99/2003 sont satisfaites après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement.
- Les voiles reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=3.5$).

V.1.Introduction :

Parmi les actions qui s'applique sur les constructions on trouve l'action de la température (T) ; elle devient influente si les dimensions en plan dépassent une certaine valeur (en général 25 m à 30 m) dans les wilayas côtières, Dans ce cas on est devra nécessaire de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation (CBA93 Art B5.1) [3].

Vu que les dimensions en plan de la structure sont supérieures à 25 m ($L_x = 28,75\text{m}$; $L_y = 34,10$), il est impératif de faire une étude thermique. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure est donc sollicitée par des contraintes thermiques.

Dans notre cas, nous avons pris en compte l'effet de la température en introduisant un gradient de température de 10°C dans les poutres extérieures exposées.

Les résultats de l'étude thermique trouvés, seront comparait par la suite à celles du séisme.

V.2. Effet de la température :

La température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers. Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

V.3.Hypothèses et méthodes de calculs :

V.3.1. Définition de la charge de la température (T) : [5]

La température est une déformation imposée « charge indirecte » qui provoque des efforts normaux de traction et de compression dans les poutres exposées à ces variations.

L'allongement et le raccourcissement des poutres provoquent un moment de flexion et un effort tranchant supplémentaire dans les poteaux.

V.3.2. Coefficient de dilatation : [4] [5]

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de 7 à $12 \cdot 10^{-6}$, il dépend de :

- La nature des agrégats.

- Rapport eau ciment E/C
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

Ces coefficients sont voisins de celui de l'acier qui est de l'ordre de 10^{-5} . Cette circonstance a permis le développement du béton armé. Pour les ouvrages hyperstatiques soumis à des variations de températures importantes, il est intéressé de mettre en vue un béton dont le coefficient de dilatation thermique soit le plus faible, ce résultat peut être obtenu en utilisant des adjuvants spéciaux.

V.3.3. Coefficient thermique : [4] [5]

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plans : ($L_x = 28,75\text{m}$; $L_y = 34,10$). Un calcul à la température a été conduit sur la base de la réglementation en vigueur.

- **Calcul à la température :**

Notre structure se situe à la wilaya d'Alger ; qui est une wilaya côtière ; la valeur de la variation de la température saisonnière est entre 35 C° et -15 C° selon le CBA 93[3]

Pour calculer la variation uniforme de la température ΔT pour notre structure le CBA 93 recommande l'intervalle T_0 (la température initiale au moment de la réalisation) entre $+10\text{C}^\circ$ et $+25\text{C}^\circ$.

$$\Delta T_{u1} = T_{\max} - T_0 \Rightarrow T_{\max} = +35\text{ c}^\circ$$

$$\Delta T_{u2} = T_{\min} - T_0 \Rightarrow T_{\min} = -15\text{ c}^\circ \quad T_0 = (10; 25\text{ C}^\circ)$$

On définit les variations uniformes de température suivant les bornes de l'intervalle $+10^\circ$ et $+25^\circ$; donc :

$$\text{Cas 1 : } \Delta T = +35 - (+10) = +25\text{ C}^\circ$$

$$\text{Cas 2 : } \Delta T = +35 - (+25) = +10\text{ C}^\circ$$

$$\text{Cas 3 : } \Delta T = -15 - (+10) = -25\text{ C}^\circ$$

$$\text{Cas 4 : } \Delta T = -15 - (+25) = -40\text{ C}^\circ$$

$$\text{Alors : } \Delta T_{u1} = +25\text{ C}^\circ ; \Delta T_{u2} = -40\text{ C}^\circ$$

V.4. Hypothèses et combinaisons de calcul : [7][8]

A) Le coefficient de dilatation thermique du béton armé $\alpha = 10^{-5}C^{-1}$

B) La température est généralement considérée comme un cas de charge lentement variable qui est donc introduite avec le module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 11496,76 \text{MPa}$$

Pour les combinaisons à considérées :

- $1,35G + 1,5Q + 0,8T \Rightarrow \text{ELU}$

- $G+T \Rightarrow \text{ELS}$

V.5.Élément exposée aux effets de la température :

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extérieur, les plus exposées à la variation de la température, en l'occurrence les poutres où nous tiendrons compte que de la dilatation horizontale.

Dans les logiciels de calcul la température est appliquée sur l'enveloppe du bâtiment donc sur tous les éléments exposés en permanence aux conditions climatiques extérieures.

1. Poutre extérieure.
2. Poteaux et voiles extérieurs.
3. Plancher terrasse et la buanderie.

V.5.Résultat de calcul :

a. Étude comparative :

L'objet de cette étude, est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telles que le moment fléchissant et l'effort tranchant qui sont engendrés.

Les efforts résultants maximaux qui agissent sur les différents éléments ont été effectués par le logiciel ETABS et ils sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Une comparaison a été effectuée entre les résultats de l'étude dynamique et celle de l'étude température.

V.5.1. Résultats des sollicitations thermique et dynamique appliquées aux poutres

a. Poutres principales 30x50:

Tableau V.1 : Sollicitations thermique et dynamique dans poutres principales 30x50

	Travée		Appui		As	
	N_{max} (kN)	M_{cor} (kN.m)	N_{max} (kN)	M_{cor} (kN.m)	Travée	Appui
Étude dynamique	0	42,98	0	68,77	2,25	3,14
Étude thermique	144,1	7,24	144,1	9,25	2,07	2,19

b. Poutres principales 30x40:

Tableau V.2 : Sollicitations thermique et dynamique dans poutres principales 30x40

	Travée		Appui		As	
	N_{max} (kN)	M_{cor} (kN.m)	N_{max} (kN)	M_{cor} (kN.m)	Travée	Appui
Étude dynamique	0	53,12	0	116,2	3,55	6,98
Étude thermique	174	12,1	174	47	2,87	5,24

c. Poutres secondaires 30x35:

Tableau V.3 : Sollicitations thermique et dynamique dans poutres secondaires 30x35

	Travée		Appui		As	
	N_{max} (kN)	M_{cor} (kN.m)	N_{max} (kN)	M_{cor} (kN.m)	Travée	Appui
Étude dynamique	0	43,8	0	100,36	2,88	6,98
Étude thermique	172,6	1,61	172,6	4,11	2,12	2,33

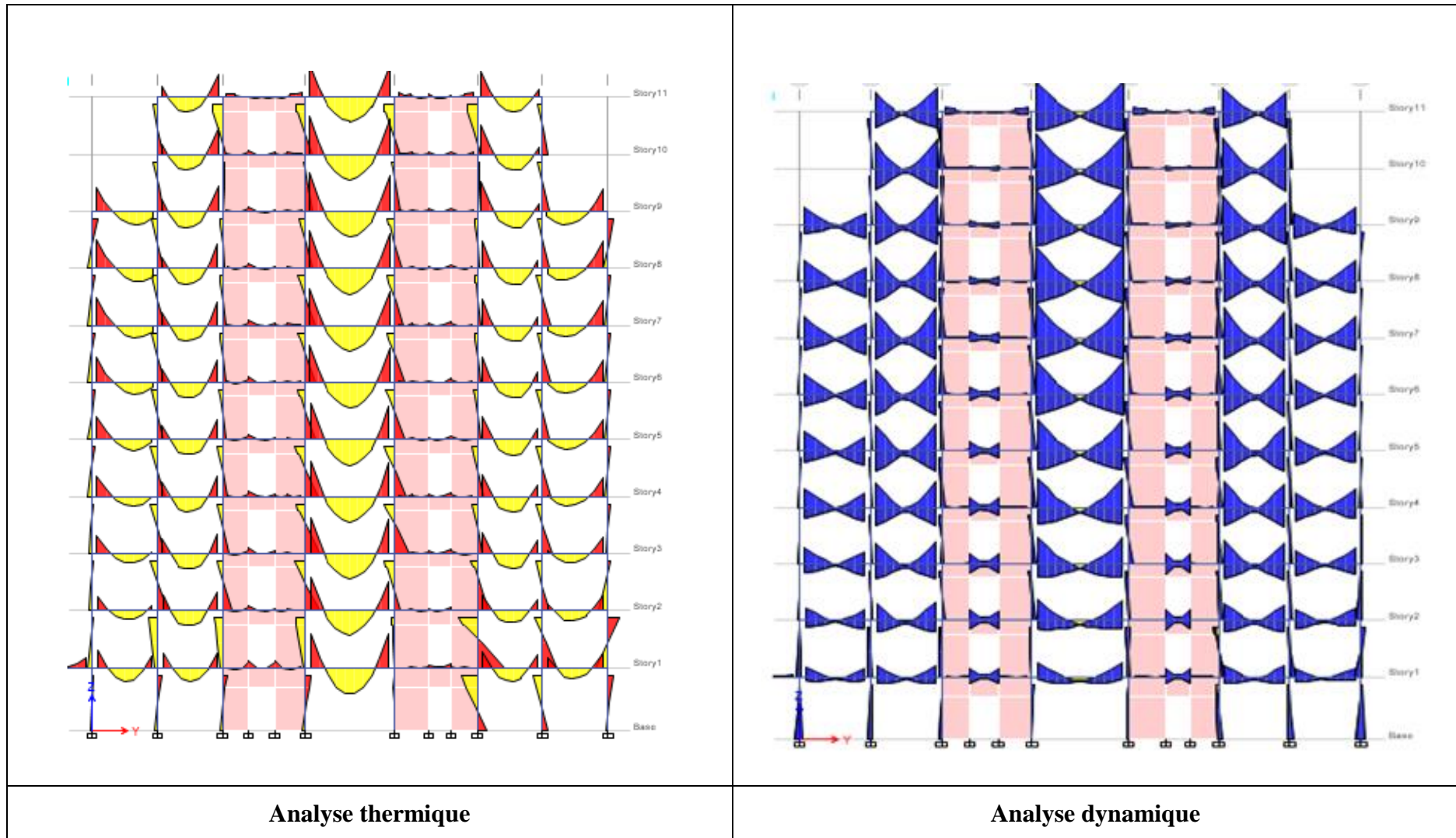


Figure V.1 : Schéma des moments dans les poutres

V.5.2. Résultats des sollicitations thermique et dynamique appliquées aux poteaux

Tableau V.4 : Les sollicitations thermique et dynamique max dans les poteaux

	$M_{max} kN.m$	N_{cor} kN	$N_{max} kN.m$	M_{cor} kN	$N_{min} kN.$	M_{cor} kN
Étude dynamique	162,34	-121,71	295,51	50,91	-2593,3	120,83
Étude thermique	79,37	-165	-2519,5	2,09	-39,85	23,05

V.6. Intréprétation et comparaison entre des résultats de l'étude thermique et dynamique de la structure:

1- L'effet de température se traduit sur la prévision à long terme des déformations ce qui nécessite une étude basée sur le module de Young différé, par contre l'étude dynamique se fait instantanément, donc elle base essentiellement à l'utilisation du module de Young instantané ou On distingue les déformations spontanées des déformations provoquées par l'application de contraintes à cause de séisme.

2- L'emplacement de la structure qui se trouve à STAOUALI à Alger (Nord de l'Algérie) a un rôle important sur l'effet de température et selon le C.B.A-93 l'intervalle des variations uniformes de température est $35^{\circ} C$ et $-15^{\circ} C$.

3- Une influence remarquable de l'effet de la température sur les sections de ferrailage des éléments exposées à la variation de la température suite aux sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant.

4- L'effet de la température est généralement plus prononcé pour les poutres induisant des efforts de traction ou de compression.

5- Les poutres qui sont sollicités généralement en flexion simple sous l'effet de séisme, se trouvent sollicité en flexion composée lorsque l'effet de la température est pris en compte (existent de l'effort normal) à cause de la contraction et la dilatation des matériaux.

6- L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de traction (traction dans les aciers seulement) ou bien de compression (compression dans le béton et les aciers). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

7- Les sections des armatures (A_s) des éléments poutres (principale et secondaire) obtenus sont très importante à l'étude dynamique par rapport l'étude thermique.

8- La signalisation des poteaux les plus sollicités dans les cas d'existence de l'effet de la température montre que ces sections de béton sont faibles devant celles trouvées à partir de l'étude dynamique, à cause de l'emplacement du projet qui se trouve dans une wilaya côtière ayant un faible effet de la température.

V.7.Conclusion :

En comparant les valeurs des sollicitations « moment fléchissant et l'effort normal » et le ferrailage aux différentes combinaisons (thermique, dynamique), on remarque que les poutres et les poteaux sont plus sollicités sous l'effet de la charge dynamique. Donc la suite de l'étude de ferrailage des éléments structuraux se fera en tenant compte uniquement des actions sismiques.

VI.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du **CBA 93** et des **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

VI.2. Ferrailage des poteaux :

VI.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=434,78\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=22,17\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$

VI.2.2. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

Situation durable : **ELU** : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

VI.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après les **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage minimal est de :0,9%.
- Leur pourcentage maximal est de :4% en zone courante (Z.C)
6% en zone de recouvrement (Z.R)
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VI.2.4.Méthode de calcul :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.1 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	AS (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC,1ere	60x60	-2506	2,33	0,46	0	32,4
RDC	40x40	-129,26	2,13	0	0	14,4
2eme,3eme,4eme	55x55	-2025,99	6	0	0	27,23
5eme,6eme,7eme	50x50	-1336,34	7,7	0	0	22,5
8eme,9eme,10eme	45x45	-668,14	8,27	0,49	0	18,23

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC,1ere	60x60	82,11	-160,62	1,56	0	32,4
RDC	40x40	9,36	-87,45	0	0	14,4
2eme,3eme,4eme	55x55	35,56	-1146,74	0	0	27,23
5eme,6eme,7eme	50x50	43,85	-656,23	0	0	22,5
8eme,9eme,10eme	45x45	48,94	-360,59	0	0	18,23

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.3 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC, 1ere	60x60	-41,25	23,07	0	0	32,4
RDC	40x40	-34,16	9,26	0	0	14,4
2eme,3eme,4eme	55x55	-327,92	11,68	0	0	27,23
5eme,6eme,7eme	50x50	-113,95	10,63	0	0	22,5
8eme,9eme,10eme	45x45	-45,6	18,65	0	0	18,23

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.4 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC, 1ere	60x60	107,78	2,33	1,17	0,98	32,4
RDC	40x40	-0,55	18,31	1,02	0	14,4
2eme,3eme,4eme	55x55	117,64	9,81	1,61	0,74	27,23
5eme,6eme,7eme	50x50	82,97	33,54	2,42	0	22,5
8eme,9eme,10eme	45x45	21,84	55,85	3,01	0	18,23

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC,1ere	60x60	162,34	-121,71	4,85	0	32,4
RDC	40x40	48,08	-89,63	1,78	0	14,4
2eme,3eme,4eme	55x55	206,16	-126,08	7,27	0	27,23
5eme,6eme,7eme	50x50	196,95	-190,39	7,27	0	22,5
8eme,9eme,10eme	45x45	178,96	-194,84	7,39	0	18,23

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.6 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC,1ere	60x60	-2593,29	120,83	0	0	32,4
RDC	40x40	-100,5	28,52	0,52	0	14,4
2eme,3eme,4eme	55x55	-2097,36	126,801	0	0	27,23
5eme,6eme,7eme	50x50	-1270,35	130,31	0	0	22,5
8eme,9eme,10eme	45x45	-540,16	98,73	0	0	18,23

- Combinaison : **0,8G+E**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.7 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC, 1ere	60x60	295,51	50,91	5,08	0,83	32,4
RDC	40x40	7,17	20,5	1,23	0	14,4
2eme,3eme,4eme	55x55	268,69	73,67	5,9	0	27,23
5eme,6eme,7eme	50x50	154,2	48,67	3,88	0	22,5
8eme,9eme,10eme	45x45	42,5	49,34	2,9	0	18,23

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.8 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN,m)	N^{corr} (kN)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC, 1ere	60x60	155,1	276,36	8,85	0	32,4
RDC	40x40	47,49	-55,62	2,1	0	14,4
2eme,3eme,4eme	55x55	197,06	139,36	9,61	0	27,23
5eme,6eme,7eme	50x50	186,04	12,97	8,79	0	22,5
8eme,9eme,10eme	45x45	166,77	-119,49	7,43	0	18,23

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.9 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²)
RDC, 1ere	60x60	-2146,9	122,85	0	0	32,4
RDC	40x40	-69,37	35,05	1,23	0	14,4
2eme,3eme,4eme	55x55	-1745,76	133	0	0	27,23
5eme,6eme,7eme	50x50	-1046,19	138,6	0	0	22,5
8eme,9eme,10eme	45x45	-429,53	107,94	1,15	0	18,23

VI.2.5. Choix des armatures :

Tableau VI.10 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} ZC (cm ²)	A_s^{max} ZR (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adop} (cm ²)
RDC, 1ere	60x60	8,85	32,4	144	216	12T20	37,68
RDC	40x40	2,1	14,4	64	96	8T16	16,08
2eme,3eme ,4eme	55x55	9,61	27,23	121	181,5	4T20 +8T16	28,65
5eme,6eme ,7eme	50x50	8,79	22,5	100	150	4T20 +8T16	28,65
8eme,9eme ,10eme	45x45	7,43	18,23	81	121,5	12T16	24,12

VI.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

● **Acier**: Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a) (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{\max} , M_{ser}^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1ere	60x60	-1824,25	1,69	37,68	68,3	250	4,63	18	OK
RDC	40x40	-93,63	1,53	16,08	6,47	250	0,64	18	OK
2eme, 3eme, 4eme	55x55	-1474,78	4,34	28,65	64,8	250	4,55	18	OK
5eme, 6eme, 7eme	50x50	-972,97	5,6	28,65	49,3	250	3,68	18	OK
8eme, 9eme, 10eme	45x45	-486,97	6	24,12	28,3	250	2,47	18	OK

b) ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M_{\text{ser}}^{\max}, N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section (cm ²)	M_{ser}^{\max} (kN)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC,1ere	60x60	60,15	-121,12	37,68	54,6	250	2,42	18	OK
RDC	40x40	11,85	-51,87	16,08	23,9	250	1,56	18	OK
2eme,3eme, e,4eme	55x55	25,8	-835,78	28,65	28,1	250	3,28	18	OK
5eme,6eme, e,7eme	50x50	31,83	-478,91	28,65	10,8	250	2,94	18	OK
8eme,9eme, e,10eme	45x45	35,54	-263,97	24,12	11,6	250	3,25	18	OK

c) (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{ser}^{min}, M_{ser}^{corr}$)

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{min} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC,1ere	60x60	-30,12	16,8	37,68	16,5	250	0,68	18	OK
RDC	40x40	-24,93	6,74	16,08	16,3	250	0,89	18	OK
2eme,3eme,4eme	55x55	-239,86	8,46	28,65	7,68	250	0,97	18	OK
5eme,6eme,7eme	50x50	-83,2	7,69	28,65	0,86	250	0,59	18	OK
8eme,9eme,10eme	45x45	-33,21	13,51	24,12	26,9	250	1,19	18	OK

VI.2.7. Vérification de l'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

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

Selon le BAEL 91 : [1]

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5MPa) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver2003 : [2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec : λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Tableau VI.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	60x60	17,82	0,05	3,97	0,04	1,2	3	OK
RDC	40x40	8,57	0,054	5,95	0,075	2,25	3	OK
1ere	60x60	61,73	0,171	3,57	0,04	1,2	3	OK
2eme,3eme,4eme	55x55	24,53	0,081	3,9	0,04	1,2	3	OK
5eme,6eme,7eme	50x50	30,102	0,12	4,28	0,04	1,2	3	OK
8eme,9eme,10eme	45x45	34,876	0,172	4,76	0,04	1,2	3	OK

VI.2.8. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles des **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- **Selon CBA 93 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon les RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=500\text{MPa}$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau VI.15 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1ere	60x60	12T20	20	10	20
RDC	40x40	8T16	16	10	16
2eme, 3eme, 4eme	55x55	4T20+8T16	20 et 16	10	16
5eme, 6eme, 7eme	50x50	4T20+8T16	20 et 16	10	16
8eme, 9eme, 10eme	45x45	12T16	16	10	16

Tableau VI.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (m)	λg (%)	ρa	Tu ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	Ar ^{ca} (Cm ²)	Choix	As adp cm ²
RDC	60x60	2,38	3,97	3,75	17,82	N	10	0,22	4T8	2,01
						C	20	0,45	4T8	2,01
RDC	40x40	2,38	5,95	3,75	8,57	N	10	0,16	4T8	2,01
						C	16	0,26	4T8	2,01
1ere	60x60	2,14	3,57	3,75	61,73	N	10	0,77	4T8	2,01
						C	20	1,54	4T8	2,01
2eme,3eme,4eme	55x55	2,14	3,9	3,75	24,53	N	10	0,34	4T8	2,01
						C	16	0,54	4T8	2,01
5eme,6eme,7eme	50x50	2,14	4,28	3,75	30,102	N	10	0,45	4T8	2,01
						C	16	0,72	4T8	2,01
8eme,9eme,10eme	45x45	2,14	4,76	3,75	34,876	N	10	0,58	4T8	2,01
						C	16	0,93	4T8	2,01

VI.2.9. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- $\phi=25\text{mm} \dots\dots\dots L_r=125\text{cm}$
- $\phi=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- $\phi=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- $\phi=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$
- $\phi=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

VI.2.10. Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par:

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0$
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $i = \frac{a}{\sqrt{12}}$(poteau carré).
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 30$ MPa
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500$ MPa
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :
- Poteau carré..... $B_r = (a-0,02)^2$ [m²].

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

$N_u(\text{RDC}) = 2248,9 \text{ kN}$

- Poids du plancher..... $6,15 * 18,58 = 114,27 \text{ kN}$
- Poids du poteau..... $(0,6)^2 * (3,06 - 0,4) * 25 = 23,94 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 13,8 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{Ps} = 10,57 \text{ kN}$.

$G = 162,58 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 * 18,58 = 46,45 \text{ kN}$

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 289,16 \text{ kN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$N_{u(ss)} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 2538,06 \text{ kN}$

Le sous-sol est de section carré $B = 60 \times 60 \text{ cm}^2$

- ✦ $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$
- ✦ $\lambda = \frac{0,7 * 306}{17,32} = 12,37 < 50$
- ✦ $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,83$
- ✦ $Br = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2538,06 \times 10^3}{0,83} - \frac{3364 \times 10^2}{0,9} \times \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s \geq -101,61 \text{ cm}^2$$

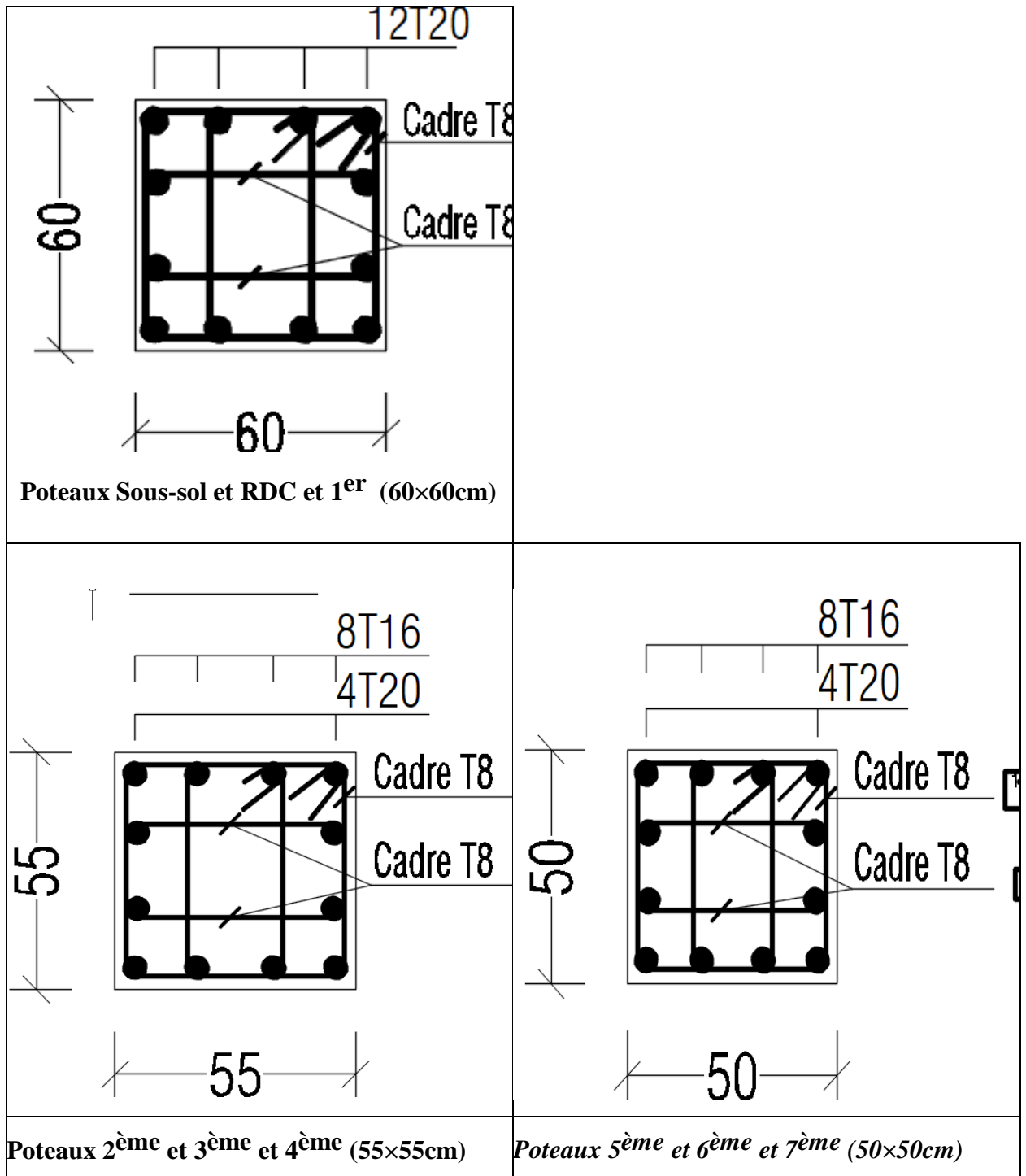
$A_s < 0$ Donc $A_s^{\text{min}} = 0,9\% \times 60 \times 60 = 32,4 \text{ cm}^2$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à **2538,06 kN** a donné une section inférieure à celle exigée

par les **RPA99 ver2003** ($A_s^{min}=32,4 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 12T20 = 37,68 \text{ cm}^2$$

VI.2.11. Schéma de ferrailage des poteaux :



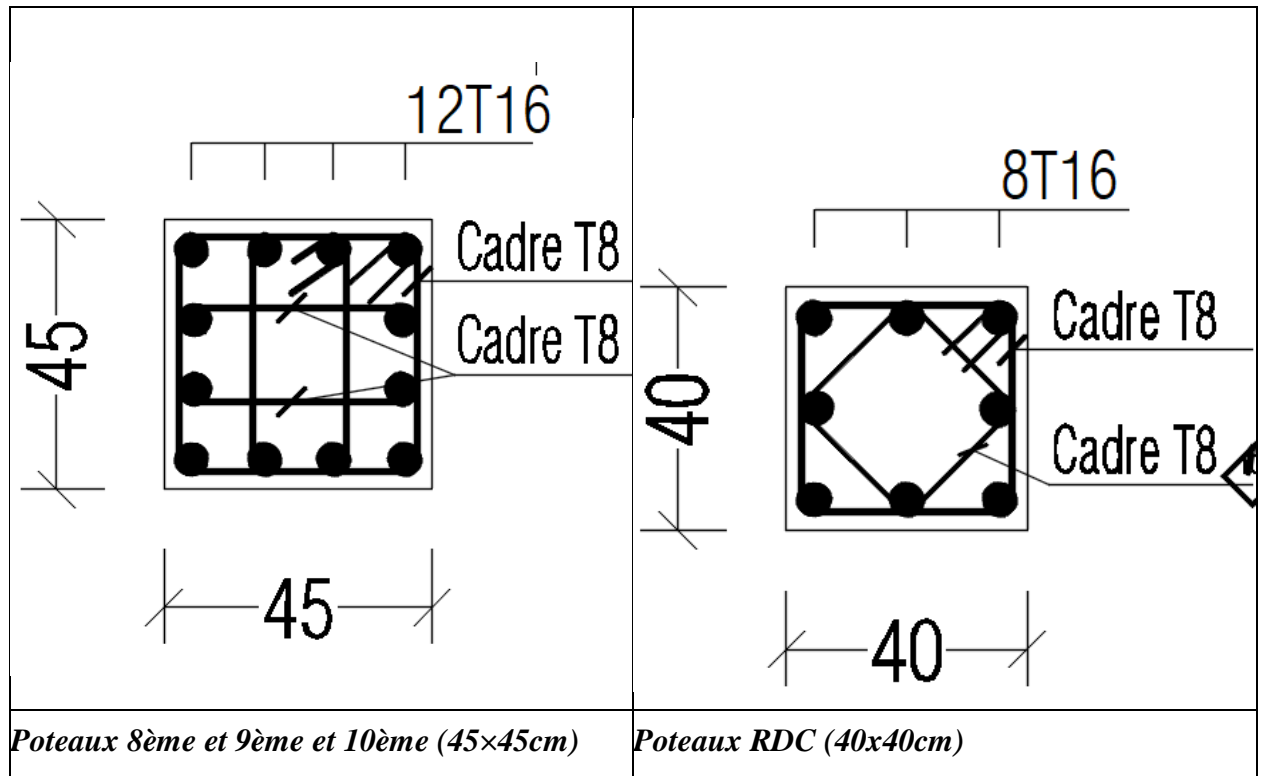


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

VI.3. Ferrailage des poutres :

VI.3.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable → $ELU: 1,35G + 1,5Q$

→ $ELS: G + Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle → $G + Q + E$

→ $0.8 G \pm E$

VI.3.2. Recommandations selon RPA99 version 2003 :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VI.3.3. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les Portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse 2 types).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

-Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

❖ Sens porteur :

-TYPE 1 : Poutre (30x50)

Tableau VI.17 : Ferrailage des poutres porteuses 30x50

Situation	Section (cm ²)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Durable : 1,35G+1,5Q	30x50	Travée	57.85	3,05	0
		Appui	74.87	3,98	0
Accidentelle : G+Q+E	30x50	Travée	44.88	2,35	0
		Appui	118.12	6,44	0
Accidentelle : 0.8G+E	30x50	Travée	31.47	1,63	0
		Appui	101.49	5,48	0

-TYPE 2 : Poutre (30x40)

Tableau VI.18 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40

Situation	Section (cm ²)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Durable : 1,35G+1,5Q	30x40	Travée	46.22	3,07	0
		Appui	83.12	5,71	0
Accidentelle : G+Q+E	30x40	Travée	30.59	1,73	0
		Appui	194.68	12,49	0
Accidentelle : 0.8G+E	30x40	Travée	23.68	1,33	0
		Appui	174.74	11,01	0

❖ Sens non porteur 30×35

Tableau VI.19 : Ferrailage des poutres porteuses 30x35

Situation	Section (cm ²)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)	As' (cm ²)
durable : 1,35G+1,5Q	30×35	Travée	26.84	2,02	0
		Appui	44.13	3,38	0
accidentelle : G+Q+E	30×35	Travée	19.17	1,24	0
		Appui	131.55	9,45	0
accidentelle : 0.8G+E	30×35	Travée	18.9	1,22	0
		Appui	130.05	9,32	0

VI.3.4. Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau VI.20 : Choix des armatures des poutres

Section (cm ²)	Position	M max (kNm)	As ^{max} (ZC) (cm ²)	As ^{max} (ZR) (cm ²)	As ^{min} RPa (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adp} (cm ²)
PP(30×50)	Travée	57.85	60	90	7,5	3,05	5T14	7,7
	Appui	118.12				6,44	5T16	10,05
PP(30×40)	Travée	46.22	48	72	6	3,07	5T14	7,7
	Appui	194.68				12,49	4T16+4T14	14.2
PS(30×35)	Travée	26.84	42	63	5.25	2,02	4T14	6.16
	Appui	131.55				9,45	2T16+4T14	10.18

VI.3.5. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec : $f_{t28}=2.4$; $f_e=500$ MPa

Tableau VI.21 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A_s^{Choisi} cm ²	A_s^{\min} cm ²	Vérification
30×50	7.7	1.5	Vérifiée
30×40	7.7	1.2	Vérifiée
30×35	6.16	1.04	Vérifiée

VI.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS :

$$1) \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

La fissuration est considérée préjudiciable :

Tableau VI.22: Vérification des poutres à l'ELS

	Position	Mser(kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
PP(30×50)	Travée	41,5986	4,58	18	135,2	250	C. Vérifier
	Appui	53,8756	5,84	18	168,1	250	C. Vérifier
PP(30×40)	Travée	33,7564	5,38	18	138,8	250	C. Vérifier
	Appui	60,301	7,95	18	139,4	250	C. Vérifier
PS(30×35)	Travée	19,2964	4,14	18	112,8	250	C. Vérifier
	Appui	32,1503	5,87	18	117	250	C. Vérifier

VI.3.7. Vérification thermique :

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure

Ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient : $\varepsilon = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est : $\sigma = E \times \varepsilon \dots \dots \dots (4)$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient

$$\sigma = E \alpha \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20$ °C).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=11496,76 MPa).

Donc : $\sigma = E\alpha\Delta T$

$$\sigma=11496,76\times 10^{-5}\times 20 = 2,3 \text{ MPa}$$

- La fissuration est considérée préjudiciable

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}\times y}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{ser}\times(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Tableau VI.23 : Vérification thermique des poutres de rive à l'ELS

	Position	M ^{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Poutre Porteuse 30×50	Travée	41,6403	4,27	18	129,3	2,3	131,6	250	OK
	Appui	53,8743	5,44		160,6	2,3	162,9		OK
Poutre Porteuse 30×40	Travée	31,6098	5,04	18	130	2,3	132,3	250	OK
	Appui	56,7683	7,48		131,2	2,3	133,5		OK
Poutre non Porteuse 30× 35	Travée	19,3023	4,14	18	112,8	2,3	115,1	250	OK
	Appui	32,1318	5,87		116,9	2,3	119,2		OK

VI.3.8. Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}$

Avec :

Tu : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 3 MPa$$

Tableau VI.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Section (cm ²)	V _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ (MPa)	Vérification
PP(30×50)	101,44	0.75	3	C. Vérifier
PP(30×40)	102,05	0.94	3	C. Vérifier
PS(30×35)	50,99	0.54	3	C. Vérifier

VI.3.9. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance

FeE50 (Fe=500MPa).

$$\text{Selon le BAEL 91 modifié 99 : } \left\{ \begin{array}{l} St = \text{Min} (0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{At}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{c28}K}{0.8f_{c28}} \quad K=1 \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa \right) \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA 99 version 2003 : } \left\{ \begin{array}{ll} At=0.003 \times St \times b & \\ St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi l\right) & \text{Zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b}{10}\right) = 1.43\text{cm}$$

-On prend : $\phi t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.25 : Calcul des armatures transversales

Sens	Section (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		St ^{adp} Cm		A _t (cm ²)	Choix
				St (cm)	St(cm) ZC	St(cm) ZN	ZN	ZC		
Principale	30×50	101,44	0.75	40	25	12.5	10	20	1.8	4T8
	30×40	102,05	0.94	32.4	20	10	10	20	1.8	4T8
Secondaire	30×35	50,99	0.54	28.35	17.5	8.75	5	15	1.35	4T8

VI.3.10. Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

$\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$

VI.3.11. Arrêt des barres :

Armatures inférieures :

$$h \leq \frac{L}{10}$$

Armatures supérieures :

$$h' \leq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} \dots \dots \dots \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{max}}{5} \dots \dots \dots \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \max(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

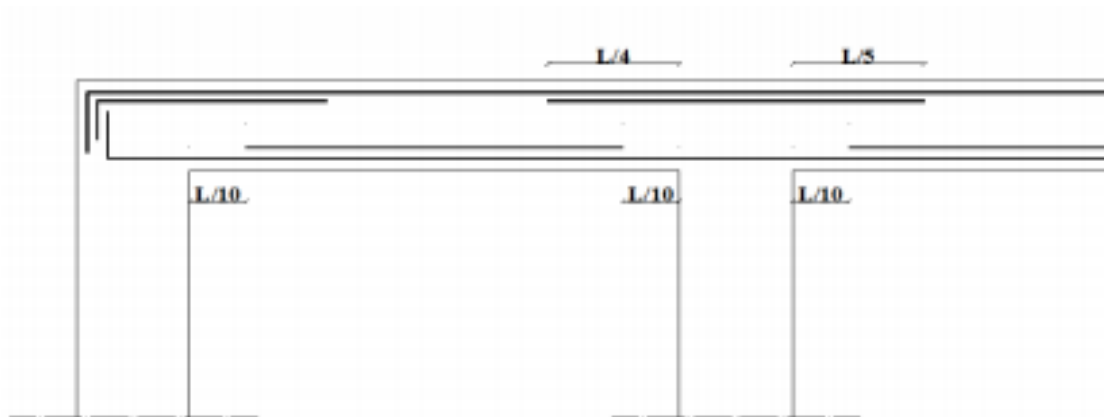


Figure VI.2 : Arrêt des barres.

VI.3.12. Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$

Tel que :

-Poutre porteuse (30×50) : $f_{adm} = 0.5 + \frac{575}{1000} = 1.075 \text{ cm}$

-Poutre porteuse (30×40) : $f_{adm} = 0.5 + \frac{475}{1000} = 0.975 \text{ cm}$

-Poutre non porteuse (35×35) : $f_{adm} = 0.5 + \frac{405}{1000} = 0.905 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

-Calcul de la flèche due aux déformations différées

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

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau VI.26 : récapitulatif du calcul de la flèche

Cas	Section (cm ²)	Mser (kNm)	As (cm ²)	Ei (MPa)	Ev (MPa)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
P.P	30×50	41,598 6	7,7	34179,56	11496,76	1,55	4,61	3,06	11.5	OK
	30×40	33,756 4	7,7	34179,56	11496,76	1,32	3,92	2,6	9.75	OK
P.S	30×35	19,296 4	6.16	34179,56	11496,76	1	2,99	1,99	9.05	OK

VI.3.13. Schéma de ferrailage des poutres :

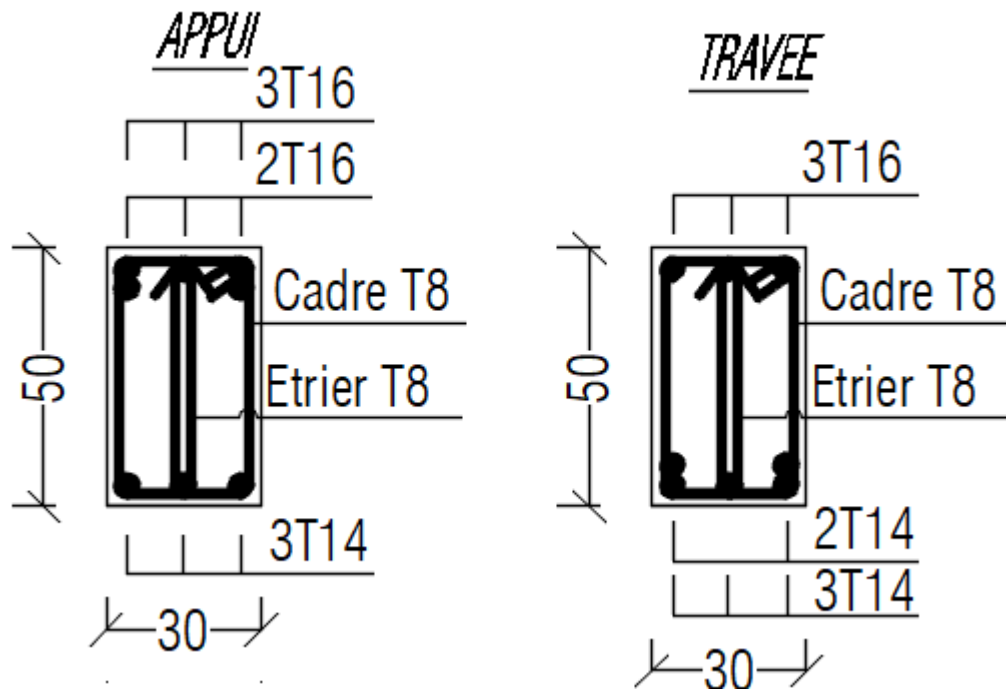


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de poutre principale 30x50.

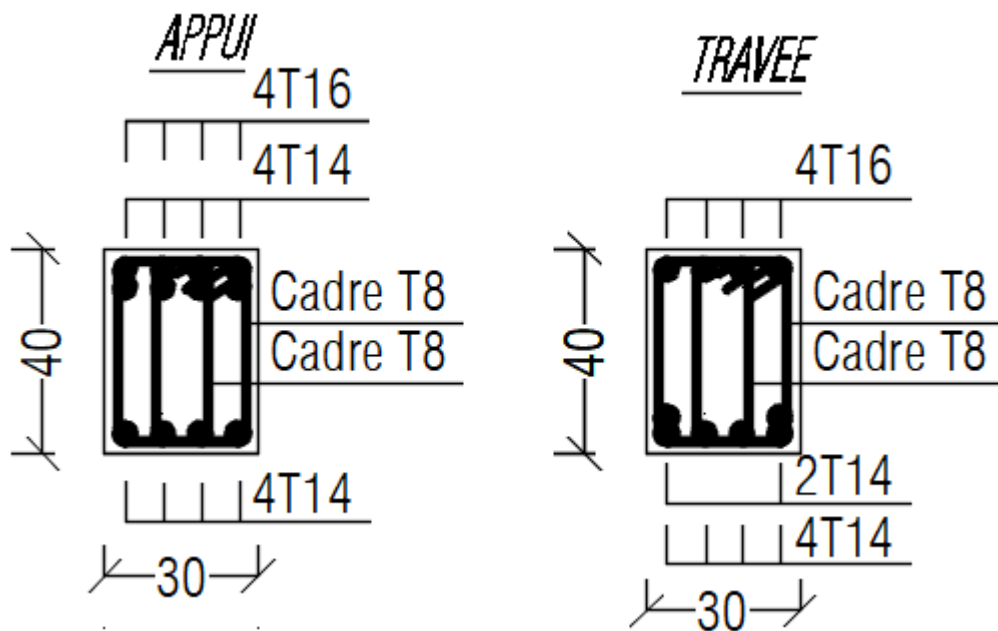


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de poutre principale 30x40.

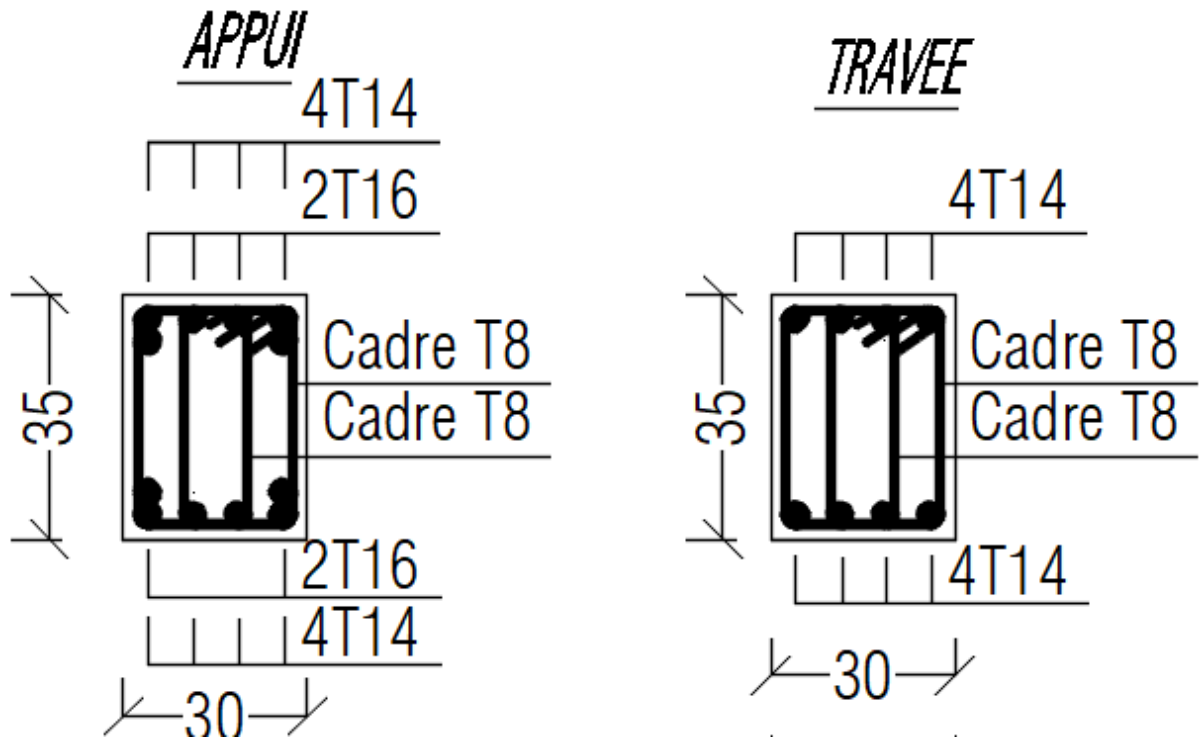


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de poutre principale 30x35.

VI.4. Ferrailage des voiles :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan, ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non appelés voiles.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes.

VI.4.1. Recommandations réglementaires :

A) Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction + compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ❖ Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $(0,2\% * L_t * e)$.

Avec : L_t : longueur de la zone tendue

E : épaisseur du voile.

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (ST) doit être inférieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- ❖ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B) Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Φ . La section d'armature est donnée par :

$$AH = 0.15 \% B$$

C) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

D) Armatures de couture :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture, dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction du aux moments de renversement.

E) Règles communes :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{\min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.

- $A_{\min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante.

On prend généralement $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1,5e ; 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\Phi < l/10$.

Longueur de recouvrement :

- $L_r = 40 \Phi$ « zone tendue ».

- $L_r = 20 \Phi$ « zone comprimé ».

VI.4.2. Sollicitations et ferrailage :

VI.4.2.1: Plan de repérage des voiles :

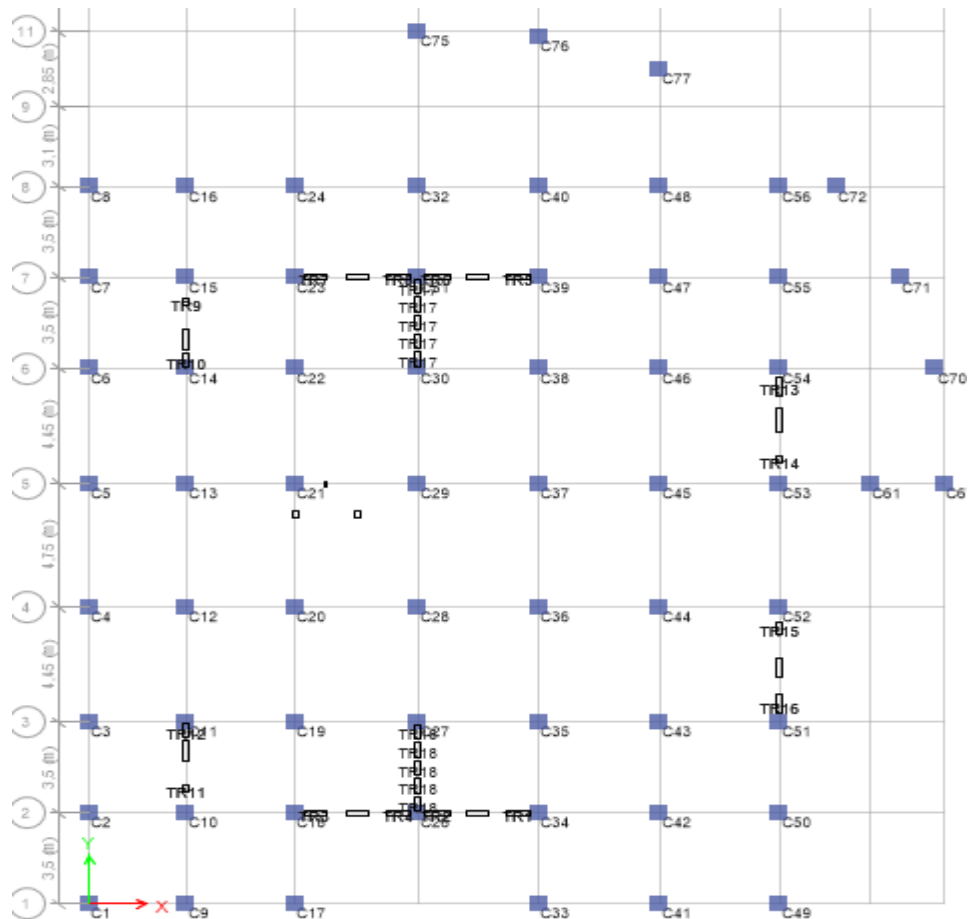


Figure VI.6 : Plan de repérage des voiles.

Avec :

Voile	Trumeaux	L(cm)
V1	TR(1,2,3,4,5,6,7,8,13,16)	1,4
V2	TR(9,11,14,15)	1,9
V3	TR(10,12)	0,6
V4	TR(17,18)	3,5
V5	ascenseur	2,35

-Pour le ferrailage on découpe en 3 zones :

Tableau VI.27 : zone de calcul pour le ferrailage des voiles

Zone	Niveaux
1	RDC,1 ^{er} ,2eme
2	3eme,4eme,5eme,6eme
3	7eme,8eme,9eme,10eme

VI.4.2.2. Sollicitations dans les voiles :

Le calcul de ferrailage par la méthode des contraintes.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats ~~st~~ résumés dans le tableau suivant :

-Voile 1 :

Tableau VI.28 : Les sollicitations de voile 1

zones	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(kN)
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)	
1	2484.81	1180.51	1313.5	1366.74	-3760.34	1168.71	988,27
2	1458.38	974.57	1109.93	-893.30	-2484.78	953.431	887,7
3	251.67	540.07	551.51	196.01	-792.09	515.65	473,08

-Voile2 :

Tableau VI.29 : Les sollicitations de voile 2

zones	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(kN)
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)	
1	897,11	1026,75	1498,58	-2103,87	-3760,34	1168,71	729,82
2	427,52	765,95	958,86	100,11	-1870,82	874,2	629,41
3	-719,88	377,03	457,98	-262,53	-32,63	12,8	353,4

-Voile3 :

Tableau VI.30 : Les sollicitations de voile 3

zones	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(kN)
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)	
1	670.03	339.97	349.67	-1236.27	-1236.27	349.67	287,5
2	256.67	258.37	282.89	-704.31	-716.7	257.34	235,7
3	27.74	87.58	165.76	-255.69	-260.67	123.72	138,8

-Voile4 :

Tableau VI.31 : Les sollicitations de voile 4

zones	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(kN)
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)	
1	1281,35	5671,9	5731,4	-4279,8	-4326,03	-5724,65	1561,86
2	432,27	3294,5	3414,4	-2748,3	-2774,2	3343,2	1321,7
3	-1064,63	987,54	1114,8	-1054,03	-50,87	484,5	613,46

-Voile5 :

Tableau VI.32 : Les sollicitations de voile 5

zones	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(kN)
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)	
1	1747,5	223,2	2285,6	-2564,3	-3984,8	211,4	627,1
2	168,7	327,63	972,3	-730,58	-1901,4	278,7	378,6
3	82,5	165,8	454,9	-290,2	-872,9	112,94	309,6

VI.4.2.3. Ferrailage des voiles :

Nous calculons le ferrailage des voiles par la méthode des contraintes.

❖ **Exemple de calcul :**

-Pour le voile V_1 : $M= 1313,5 \text{ kN.m}$; $N=-1366,7\text{kN}$; $V= 988,27\text{kN}$

$L= 1,4 \text{ m}$; $e= 20 \text{ cm}$.

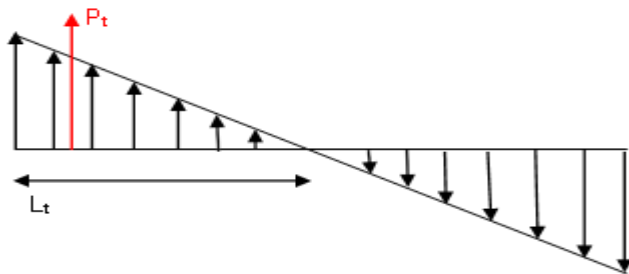
- Pour les armatures verticales (longitudinales) :

$$\sigma = \frac{N}{eL} \pm \frac{MV}{eI}$$

$$\sigma = \frac{1366,7 \times 10^3}{200 \times 1400} \pm \frac{1313,5 \times 10^6 \times 700}{200 \times \frac{1400^3}{12}}$$

$$\sigma_c = 15,21 \text{MPa} \text{ et } \sigma_t = -24,97 \text{MPa}$$

On calcul la longueur de la zone tendue



$$L_t = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_t + \sigma_c} = \frac{24,97 \times 1,4}{15,21 + 24,97} = 0,86 \text{m}$$

-On calcul la force de la traction P_t :

$$P_t = (\sigma_t \times L_t) \times (e/2) = (24,97 \times 860 \times 10^{-3}) \times (200/2) = 2148,28 \text{kN}$$

-Donc on peut calculer le ferrailage longitudinal avec :

$$A_s = (P_t / \sigma_s) \Rightarrow A_s = (2148,28 / 500) = 43 \text{cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,2\% \times (86 \times 20) = 3,44 \text{ cm}^2.$$

Choix :

❖ Pour les armatures horizontales (transversales) :

-Voile1 :

Tableau VI.33 : Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	1,4	1,4	1,4
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	1015.51	954,47	540.07
Nmax(kN)	2084.81	1360.38	251.67
Lt(m)	1,1	0,94	0,7761
σ_t	-22,96	-19,4	-9,16
σ_c	8,1	9,7	7,36
Asv(cm ²)	47,4	36,2	14,2242
Asmin(cm ²)	4,14	3,74	3,104

Tableau VI.34 : Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (M^{max} ; N^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	1,4	1,4	1,4
E(cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	1313.5	1109.93	551.51
Ncor(kN)	1366.74.	-893.3	196.01
Lt(m)	0,8699	0,5685	0,7580
σ_t	-24,98	-13,79	-9,14
σ_c	15,22	20,17	7,74
Asv(cm ²)	43	15,6894	13,8591
Asmin(cm ²)	3,44	2,274	3,032

Tableau VI.35 : Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (N^{min} ; M^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	1,4	1,4	1,4
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	1168.71	953.43	515.654
Nmin(kN)	-3760.34	-2484.78	-792.09
Lt(m)	0,1745	0,2743	0,4488
σ_t	-4,45	-5,71	-5,05
σ_c	31,31	23,46	10,71
Asv(cm ²)	1,5558	3,1377	4,5367
Asmin(cm ²)	0,698	1,097	1,795

-Voile2 :

Tableau VI.36 : Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	1,9	1,9	1,9
E (cm)	0,2	0,2	0,9
Mcor(kN.m)	1026,75	765,95	377,03
Nmax(kN)	897,11	427,5	-716,88
V (kN)	729,82	629,41	353,4
Lt (m)	1,21	1,11	0,7
σ_t	-10,88	-7,49	-4,51
σ_c	6,16	5,24	8,28
Asv (cm ²)	26,41	16,74	6,05
Asmin(cm ²)	4,85	4,47	2,7

Tableau VI.37 : Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (M^{max} ; N^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	1,9	1,9	1,9
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	1498,6	958,8	457,9
Ncor(kN)	-2103,87	100,11	-262,5
V (kN)	729,82	629,41	353,4
Lt (m)	0,53	0,98	0,77
σ_t	-6,92	-8,23	-3,1
σ_c	18	7,7	4,5
Asv (cm ²)	7,32	16,16	4,84
Asmin(cm ²)	2,11	3,93	3,1

Tableau VI.38 : Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (N^{min} ; M^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	1,9	1,9	1,9
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	1241,18	874,2	12,8
Nmin(kN)	-2767,4	-1870,82	-32,63
V (kN)	729,82	629,4	353,4
Lt (m)	0,28	0,3	0,17
σ_t	-3,01	-2,3	-0,02
σ_c	17,6	12,15	0,19
Asv (cm ²)	1,67	1,4	0,69
Asmin(cm ²)	1,11	1,21	0,7

-Voile3 :

Tableau VI.39 : Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	0,9	0,9	0,9
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	339.97	258.37	87.58
Nmax(kN)	670.03	256.67	27.74
Lt(m)	0,5831	0,5171	0,4714
σ_t	-16,31	-10,99	-3,39
σ_c	8,86	8,14	3,08
Asv(cm ²)	19,0205	11,3672	3,2002
Asmin(cm ²)	2,332	2,068	1,885

Tableau VI.40 : Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (M^{max} ; N^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	0,9	0,9	0,9
E(cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	349.67	282.89	165.76
Ncor(kN)	-1236.27	-704.31	-255.69
Lt(m)	0,2113	0,2820	0,3459
σ_t	-6,08	-6,56	-4,71
σ_c	19,81	14,38	7,55
Asv(cm ²)	2,5698	3,7011	3,2630
Asmin(cm ²)	0,845	1,128	1,384

Tableau VI.41 : Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (N^{min} ; M^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	0,9	0,9	0,9
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	349.67	257.34	123.72
Nmin(kN)	-1236.27	-716.7	-260.67
Lt(m)	0,2113	0,2620	0,3078
σ_t	-6,08	-5,54	-3,13
σ_c	19,81	13,51	6,02
Asv(cm ²)	2,5698	2,9069	1,9291
Asmin(cm ²)	0,845	1,048	1,231

-Voile4 :

Tableau VI.42 : Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	3,5	3,5	3,5
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	5372	3150,5	987,54
Nmax(kN)	1230,35	422,27	-1064,6
Lt (m)	2,1	1,9	0,65
σ_t	-14,9	-8,31	-0,89
σ_c	11,4	7,11	3,93
Asv (cm ²)	59,1	31,3	2,59
Asmin(cm ²)	7,94	7,54	2,59

Tableau VI.43 : Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (M^{max} ; N^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	3,5	3,5	3,5
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	5731,39	3414,4	1114,8
Ncor(kN)	-4279,8	-2748,3	-1054,03
Lt (m)	0,98	0,93	0,78
σ_t	-7,92	-4,42	-1,21
σ_c	20,14	12,28	4,21
Asv (cm ²)	15,64	8,19	3,13
Asmin(cm ²)	3,95	3,7	3,13

Tableau VI.44 : Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (N^{min} ; M^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	3,5	3,5	3,5
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	5724,6	3343,2	484,5
Nmin(kN)	-4326,03	-2774,2	-50,87
Lt (m)	0,98	0,9	1,64
σ_t	-7,82	-4,22	-1,1
σ_c	20,19	12,13	1,24
Asv (cm ²)	15,28	7,62	6,57
Asmin(cm ²)	3,9	3,61	6,57

-Voile 5 :

Tableau VI.45 : Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	2,35	2,35	2,35
E (cm)	0,2	0,2	0,9
Mcor(kN.m)	223,2	327,6	165,8
Nmax(kN)	1747,5	168,7	82,5
Lt (m)	1,56	1,41	1,4
σ_t	-4,93	-2,13	-1,07
σ_c	-2,51	1,41	0,72
Asv (cm ²)	15,4	6,04	5,61
Asmin(cm ²)	6,22	5,65	5,61

Tableau VI.46 : Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation (M^{max} ; N^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	2,35	2,35	2,35
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	2285,6	972,3	454,9
Ncor(kN)	-2564,3	-730,6	-290,2
Lt (m)	0,66	0,83	0,88
σ_t	-6,99	-3,72	-1,82
σ_c	17,88	6,82	3,06
Asv (cm ²)	9,24	6,16	3,51
Asmin(cm ²)	2,64	3,31	3,51

Tableau VI.47 : Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation (N^{min} ; M^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	2,35	2,35	2,35
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	211,4	278,7	112,94
Nmin(kN)	-3984,8	-1901,4	-872,9
Lt (m)	1,02	0,73	0,79
σ_t	7,3	2,5	1,23
σ_c	9,6	5,6	2,46
Asv (cm ²)	14,88	3,7	3,14
Asmin(cm ²)	4,06	2,93	3,14

VI.4.2.4. Choix finale des armatures :

-Voile1 :

Tableau VI.48 : ferrailage final vertical de voile 1

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	1,1	0,94	0,77
Lc(m)	0,8	0,46	0,63
Asv(cm ²)	47,4	36,2	14,22
Astot(cm ²)	60,3	53,9	25,85
Asmin(cm ²)	4,14	3,74	3,1
Choix	2x15T16	2x15T16	2x15T12
Asadoptée(cm ²)	60,32	60,32	33,9
Espacement(cm)	10	10	10

-Voile2 :

Tableau VI.49 : ferrailage final vertical de voile 2

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	1,21	1,11	0,7
Lc(m)	0,69	0,79	1,2
Asv (cm ²)	26,41	16,74	6,05
Astot (cm ²)	41,4	28,65	16,42
Asmin(cm ²)	4,85	4,47	2,7
Choix	2x14T14	2x14T12	2x14T12
Asadoptée(cm ²)	43,12	31,64	22,1
Espacement(cm)	15	15	15

-Voile3 :

Tableau VI.50: ferrailage final vertical de voile 3

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	0,58	0,51	0,35
Lc(m)	0,32	0,39	0,55
Asv(cm ²)	19,02	11,37	3,26
Astot(cm ²)	29,51	20,06	8,38
Asmin(cm ²)	2,33	2,07	1,38
Choix	2x9T16	2x9T14	2x9T12
Asadoptée(cm ²)	36,2	27,7	20,36
Espacement(cm)	10	10	10

-Voile4 :

Tableau VI.51 : ferrailage final vertical de voile 4

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	2,1	1,9	1,64
Lc(m)	1,5	1,6	1,86
Asv (cm ²)	59,1	31,3	6,57
Astot (cm ²)	98,5	57,6	14,02
Asmin(cm ²)	7,94	7,54	6,57
Choix	2x(10T20+9T16)	2x19T14	2x19T10
Asadoptée(cm ²)	98,98	58,5	30
Espacement(cm)	20	20	20

-Voile5 :

Tableau VI.52 : ferrailage final vertical de voile 5

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	1,56	0,83	1,4
Lc(m)	1,94	2,67	2,1
Asv (cm ²)	15,4	6,16	5,61
Astot (cm ²)	23,2	17,44	9,42
Asmin(cm ²)	6,22	3,31	5,61
Choix	2x12T12	2x12T12	2x12T12
Asadoptée(cm ²)	27,1	19	19
Espacement(cm)	20	20	20

-Pour les aciers horizontaux :

$$\frac{A_h}{St} = \frac{\tau_u \cdot e}{(0,8f_e)}$$

τ_u : Les contraintes de cisaillement dans le béton est donnée :

$$\tau_u \leq 0,2f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \text{ Avec } \bar{V} = 1,4Vu$$

-Exemple de calcul :

-Voile2 :

V=729,82kN ; St=15cm

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 729,82 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 190} = 2,98 \text{ MPa}$$

$$A_{h1} = \frac{2,98 \times 200 \times 150}{0,8(500)} = 2,24 \text{ cm}^2$$

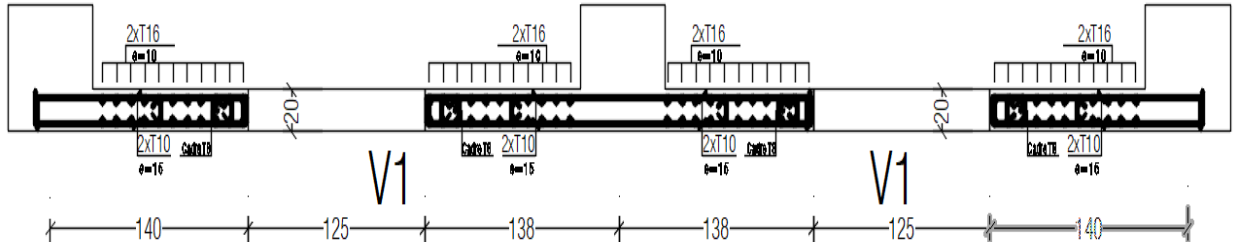
$$A_{hmin} = (0,15\%) a_l = \frac{0,15}{100} (15)(190) = 4,27 \text{ cm}^2$$

-Les résultats de choix des aciers horizontaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.53 : ferrailage final horizontal des voiles

voile	zone	τ_u (MPa)	Ah1 (cm ²)	Ahmin (cm ²)	choix	Ahadoptée (cm ²)	St (cm)
1	1	5,4	2,7	2,1	2x10T10	15,8	20
	2	4,93	2,47	2,1	2x10T10	15,8	20
	3	2,63	1,31	2,1	2x10T10	15,8	20
2	1	2,98	2,24	4,27	2x10T10	15,8	20
	2	2,57	1,93	4,27	2x10T10	15,8	20
	3	1,44	1,08	4,27	2x10T10	15,8	20
3	1	2,48	1,24	1,35	2x10T10	15,8	20
	2	2,03	1,01	1,35	2x10T10	15,8	20
	3	1,2	0,6	1,35	2x10T10	15,8	20
4	1	3,47	3,47	1,05	2x10T10	15,8	20
	2	2,94	2,94	1,05	2x10T10	15,8	20
	3	1,36	1,36	1,05	2x10T10	15,8	20
5	1	2,07	2,07	7,05	2x10T10	15,8	20
	2	1,25	1,25	7,05	2x10T10	15,8	20
	3	1,02	1,02	7,05	2x10T10	15,8	20

FERRAILLAGE VOILE TYPE ZONNES : 01/02



FERRAILLAGE VOILE TYPE ZONNE : 03

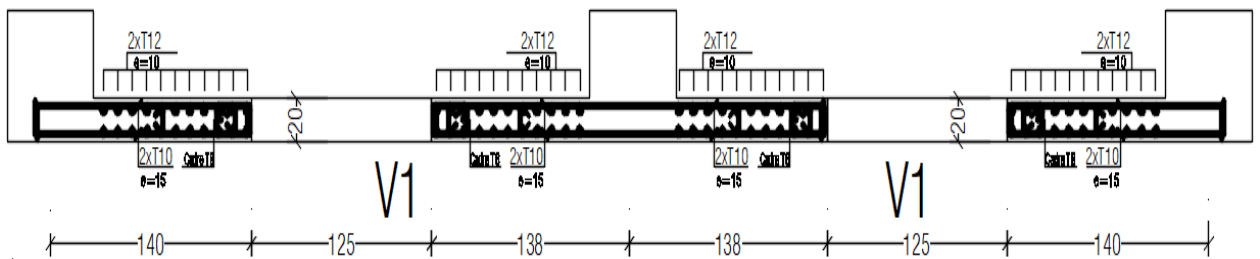


Figure VI.7 : Schéma de Ferrailage de voile 1 (Zone 1,2 et 3).

-Ferrailages des linteaux :

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le (RPA V 2003). Les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton sont :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{ed}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou de voile.

d : hauteur utile = $0,9h$.

h : hauteur totale de la section brute.

Le ferrailage se faire selon RPA

- Calcul de linteaux de RDC :

($h=1.1\text{m}$; $e = 0.2\text{m}$; $l = 1.4\text{m}$; $V=1491,92\text{kN}$)

$$\text{On a : } \tau b = \frac{1,4 \times 1491,92 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1100} = 10,54 \text{ MPa} > 6 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée.

-Ferrailage du linteau :

On a $\tau b = 10,54 \text{ MPa} > 0.06 f_c 28 = 1.8 \text{ MPa}$ donc en est de le 2eme cas selon le RPA

-Armatures longitudinales AD:

Ce linteau est sollicité en flexion simple Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$AD = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h-2d'}{l}$ et $V = V$ calcul (sans majoration)

$$\text{tg } \alpha = \frac{110 - 2 \times 2,5}{140} = 0,75 \quad \alpha = 36,87^\circ$$

$$\text{D'où } Ad = \frac{1491,92 \times 10^3}{2 \times 500 \times \sin 36,87} = 24,86 \text{ cm}^2$$

Soit : $AD = 2 \times 8T14 = \mathbf{24,6 \text{ cm}^2}$

$$A_{\text{min}} = 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 110 = 3,3 \text{ cm}^2$$

C'est vérifié

-A ces armatures h il y a lieu d'ajouter des armatures longitudinales (supérieures et inférieures), armatures transversales et des armatures de peau suivant les minimums réglementaires

-Armatures minimales longitudinales AL et A'L :

$$(AL_{\min}, A'_{\min} L) \geq 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 110 = 3,3 \text{cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{4T12=4,52 \text{cm}^2}$$

-Armatures minimales transversales AT :

$$\tau b = 10,54 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,75 \text{MPa}$$

Donc $A_{t\min} > 0,0025 \times b \times S$

Avec : S : espacement des armatures transversales.

$$S = \frac{h}{4} = 27,5 \text{cm}$$

On prend $S = \mathbf{30 \text{cm}}$

$$A_{t\min} \geq 0,0025 \times 20 \times 30 = 1,5 \text{cm}^2 \text{ On prend } \mathbf{2T10=1,57 \text{cm}^2}$$

-On dispose le premier cadre à 5 cm et le deuxième à 30 cm.

-Armatures minimales de peau Ac : (en section courante)

$$A_c \geq 0,002bh = 0,002 \times 20 \times 110 = 4,4 \text{cm}^2$$

Disposées en 2 nappes $\mathbf{8T10=6,32 \text{cm}^2}$

-Ancrage des armatures dans les trumeaux :

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{110}{4} + 50 \times 1,4 = 97,5 \text{cm} \rightarrow L_a = 100 \text{cm}$$

-Calcul de linteaux de Etage courant :

$$(h=0,76 \text{m} ; e = 0.2 \text{m} ; l = 1.4 \text{m} ; V=1378,4 \text{kN})$$

$$\text{On a : } \tau b = \frac{1,4 \times 1378,4 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 760} = 14,11 \text{MPa} > 6 \text{MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée.

-Ferrailage du linteau :

On a $\tau b = 14,11 \text{ MPa} > 0.06f_c28 = 1.8 \text{ MPa}$ donc en est de le 2eme cas selon le RPA

-Armatures longitudinales AD:

Ce linteau est sollicité en flexion simple Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h-2d'}{l}$ et $V = V$ calcul (sans majoration)

$$\text{tg } \alpha = \frac{76-2 \times 2,5}{140} = 0,75 \quad \alpha = 26,9^\circ$$

$$D'où \text{ Ad} = \frac{1378,4 \times 10^3}{2 \times 500 \times \sin 26,9} = 30,47 \text{ cm}^2$$

Soit : $AD = 2 \times 8T16 = 32,2 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{min}} = 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 76 = 2,28 \text{ cm}^2$$

C'est vérifié

-A ces armatures h il y a lieu d'ajouter des armatures longitudinales (supérieures et inférieures), armatures transversales et des armatures de peau suivant les minimums réglementaires

-Armatures minimales longitudinales AL et A'L :

$$(AL_{\text{min}}, A'_{\text{min}} L) \geq 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 76 = 2,28 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4T10 = 3,16 \text{ cm}^2$$

-Armatures minimales transversales AT :

$$\tau b = 14,11 \text{ MPa} > 0,025f_c28 = 0,75 \text{ MPa}$$

Donc $A_{\text{tmin}} > 0,0025 \times b \times S$

Avec : S : espacement des armatures transversales.

$$S = h/4 = 19 \text{ cm}$$

On prend **S=20cm**

$A_{tmin} \geq 0,0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$ On prend $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

On dispose le premier cadre à 5 cm et le deuxième à 20 cm.

-Armatures minimales de peau A_c : (en section courante)

$A_c \geq 0,002bh = 0,002 \times 20 \times 76 = 3,04 \text{ cm}^2$

Disposées en 2 nappes $8T10 = 6,32 \text{ cm}^2$

-Ancrage des armatures dans les trumeaux :

$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{76}{4} + 50 \times 1,6 = 99 \text{ cm} \rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$

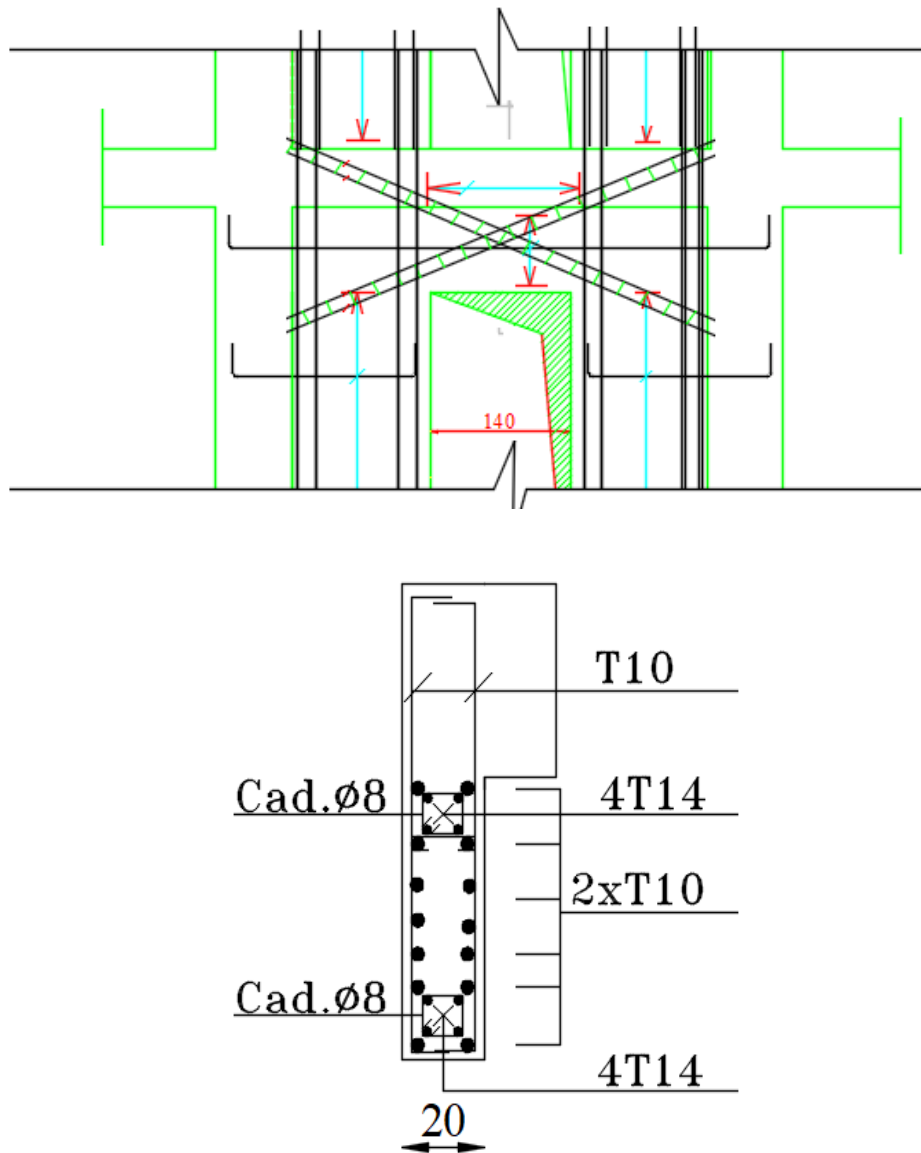


Figure VI.8 : Ferrailage du linteau de voile du RDC.

VII .1.Introduction :

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; le plus souvent on trouve dans l'infrastructure les éléments suivant « les fondations-les longrines- les voiles périphériques ».

Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La cohérence du projet vis-à-vis du site ; du sol ; de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII .2.Critères de choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Le coût. (Raisons économiques)

Pour le choix du type de fondation ; on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées ; les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient selon le rapport du sol ; la contrainte admissible est de 2 Bars à une profondeur de 3 m.

VII .3.Choix du type des fondations :

VII .3.1 .Semelles isolées :

Les poteaux étant de sections carrées ; on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$ = 200KPa ; contrainte admissible du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel ETABS18 à L'ELS.

$N_{ser} = 2065,77$ kN.

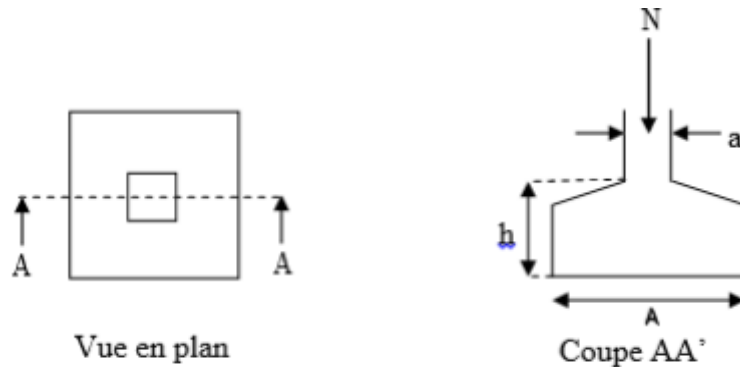


Figure VII .1 : Schéma de la semelle isolé.

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{2065,77}{200} = 10,33$$

$$S \leq 10,33 \Rightarrow S = B * B \Rightarrow B \geq 3,2m.$$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII .3.2.Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

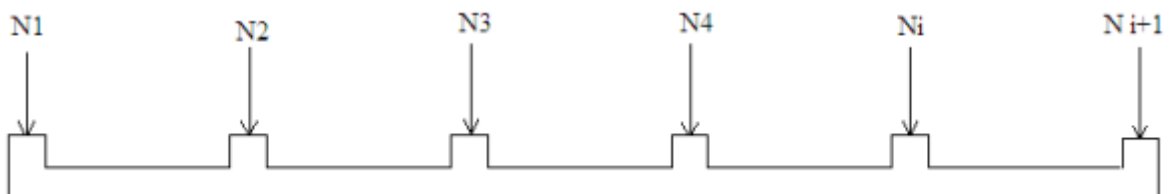


Figure VII .2 : Schéma de la semelle filante.

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux. ; $S = B \times L$.

B: Largeur de la semelle. ;L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

-Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Sens y-y :

Tableau VII .1 : Sections des semelles filantes sens y-y

files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	$B^{choisie}$ (m)
A	7368,3154	40	30,75	1,2	1,3
B	11960,3926	64,6	30,75	2	2,1
C	10164,5755	55,4	30,75	1,75	1,8
D	12209,4213	67,2	33,6	1,88	2
E	11206,0185	60,5	33,6	1,7	1,8
F	12169,7508	64,3	32,15	1,9	2
G	12498,9142	66,4	27,65	2,3	2,4
H	1275,05	7,74	25,8	0,25	0,3

Sens x-x:

Tableau VII .2 : Sections des semelles filantes sens x-x

files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	<i>B^{choisie}</i> (m)
1	5452,31	31	25,8	1,1	1,2
2	12033,24	64,5	25,8	2,4	2,5
3	10431,71	56,86	25,8	2,1	2,2
4	12326,03	65	25,8	2,4	2,5
5	14500,6	76,3	28,25	2,6	2,7
6	10405,9	58,7	27,95	2	2,1
7	12164,6	64,32	26,8	2,3	2,4
8	6172,53	34,6	24,68	1,3	1,4
9	882,11	5,43	10,85	0,41	0,5

Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

Sens y-y :

S semelles = 426,14m²

S bâtiment = 819,6 m² (calculer par Socotec formes)

$$\frac{426,14}{819,6} = 0,52 = 52\% \geq 50\%$$

Sens x-x :

S semelles = 456,65m²

S bâtiment = 819,6 m² (calculer par Socotec formes)

$$\frac{456,65}{819,6} = 0,5572 = 55,72\% \geq 50\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

VII .3.3. Radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

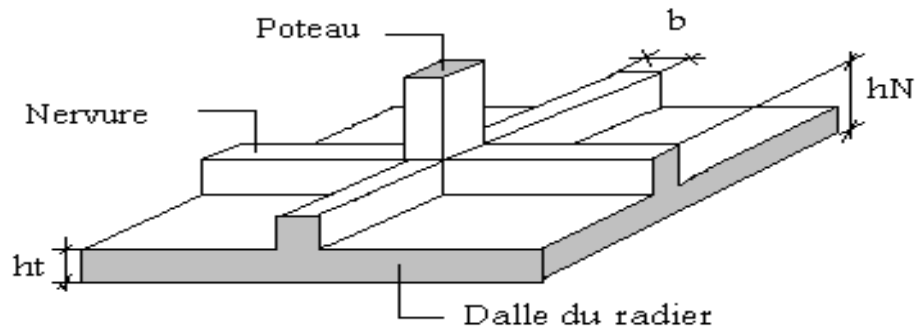


Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VII.3.3.1 . Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure

Pour: N=94253,4kN

$$S \geq \frac{94253,4}{200}$$

On trouve: $S \geq 471,3m^2$

La surface du bâtiment $S_b=819,6 m^2$

. Calcul du rapport $\frac{S_s}{S_b} = \frac{471,3}{819,6} = 57,5\% > 50\%$

Donc la surface totale du radier est 819,6 m²

VII.3.3.2 .Pré dimensionnement de radier :

1. Dalle:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

a. Condition forfaitaire:

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max}=4,75\text{m}$$

$$h_1 \geq 23,75\text{cm}$$

$$h_1 \approx 25\text{cm}$$

b. Condition de cisaillement:

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) :$$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 129596,5 \text{ kN}$$

$$L = 4,75\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})}$$

$$h \geq \frac{129596,6 \times 10^3 \times 4750}{2 \times 819,6 \times 10^6 \times 1000 \times 0,9 \times 3} = 13,91\text{cm}$$

Conclusion: $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 25\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte **h = 35 cm**

2. Nervures:

a. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$b \geq 47,5\text{cm}$. On opte $b=50\text{cm}$

b. La hauteur de nervure:

b.1 Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

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

On a : $L_{\max} = 4,75\text{m} \rightarrow 31,7\text{cm} \leq h_N \leq 47,5\text{cm}$

On prend: $h_{n1} = 45\text{cm}$

b.2 Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec:

E: Module de Young ($E=20000\text{MPa}$).

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ Pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ Pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ Pour un très bon sol.

$b=0.6$: Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 4,75m

Donc :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h_{N2} \equiv \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \times (2 \times 4,750)^4}{20000 \times \pi^4}} = 79,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2} = 80 \text{ cm}$.

A partir des deux conditions : $h_N \geq \max(h_{N1} ; h_{N2})$ On prend : $h = 80 \text{ cm}$.

Conclusion :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_R = 35 \text{ cm}$.
- Les dimensions de la nervure: $h_N = 80 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$

VII.3.3.3 .Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 13,08 \text{ m} \\ Y_G = 15,7 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 66378,8 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 46007,8 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VII.3.3.4 .Vérifications Nécessaires :

VII.3.3.4.1 .Vérification de la Stabilité du Radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS v18**

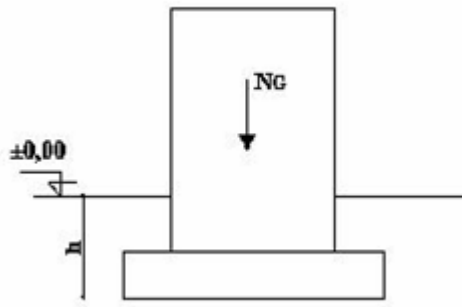


Figure VII.4 :schéma statique du bâtiment.

-Sens x-x :

$$M_0 = 250098,44 \text{ kN.m} ; V_0 = 10287,04 \text{ kN} ; h = h_{s/sol} + h_n = 3,86 \text{ m}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1ser} = 94253,4 \text{ kN}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 819,6 \times 0,35 = 7171,5 \text{ kN}$$

$$N = 101424,9 \text{ kN}$$

$$M_s = N \times x_G = 1326637,69 \text{ kN.m}$$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$\text{Donc: } M_R = 289806,41 \text{ kN.m}$$

$$\frac{1326637,69}{289806,41} = 4,57 > 1,5 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Sens-y-y :

$$M_0=257954,4 \text{ kN.m} ; V_0= 10923,4\text{kN} ; h=h_{s/sol}+h_n=3,86\text{m}$$

$$M_s=N \times y_G=1592370, 93\text{kN.m}$$

$$M_R=\sum M_0+V_0h$$

$$\text{Donc: } M_R=300118, 72\text{kN.m}$$

$$\frac{1592370,93}{300118,72} = 5, 3 > 1, 5 \dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

VII.3.3.4.2 .Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2\text{bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{101424,9}{819,6} = 123,74\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 123,74\text{kN/m}^2 \leq \bar{\sigma} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

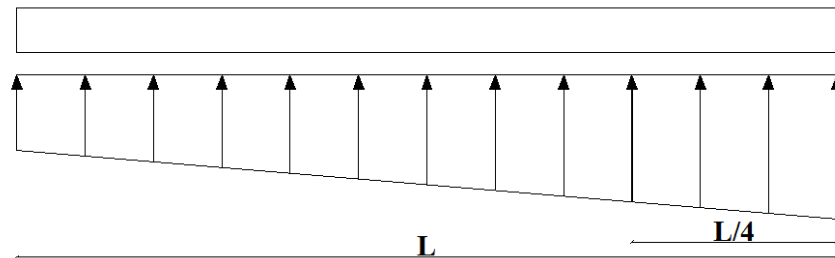


Figure VII.5 : Contraintes sous le radier.

➤ **ELU:**

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$N_u = 139278,03 \text{ kN}$

$M_x = 289806,41 \text{ kN.m}$; $M_y = 300118,72 \text{ kN.m}$; $S_r = 819,6 \text{ m}^2$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VII.3: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	227,04	112,82	198,5
Sens y-y	272,34	67,52	221,14
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS:**

$N_{\text{ser}} = 101424, 9 \text{ kN}$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}$

Tableau VII.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	180,89	66,64	152,31
Sens y-y	226,16	21,29	174,94
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 221,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 174,94 \text{ kN/m}^2$$

VII.3.3.5 .Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

a. Ferrailage de la dalle du radier :

• **Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_u \cdot 1m = 221,14 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1m = 174,94 \text{ kN/m}$$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

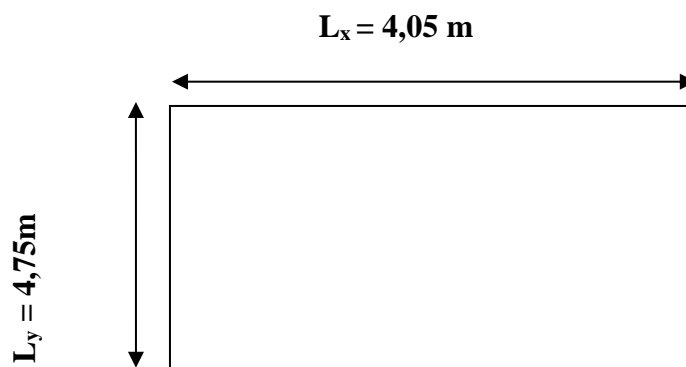


Figure VII.6 : Panneau de la dalle du radier.

a.2 Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = 0,85 \rightarrow \mu_x = 0,0506$$

$$\mu_y = 0,6864$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 183,53 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 125,98 \text{ kN.m}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 156 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 107,08 \text{ kNm}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 91,77 \text{ kNm}$$

C. Ferrailage de la dalle

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 31,5 \text{ cm} ; f_c = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	156	0.09	0	0.11	301,14	11,9	8T14	12,3	12,5
	y-y	107,08	0.06	0	0.08	304,92	8,07	8T14	12,3	12,5
Appuis	x-x	91,77	0.05	0	0,06	307,44	6,86	8T12	9,05	15
	y-y									

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \implies St \leq \text{Min}(105, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

✓ **Travée :**

Sens x-x : $S_t = 12,5\text{cm} \leq 33\text{cm}$

On opte $S_t = 12,5\text{cm}$

Sens y-y : $S_t = 12,5\text{cm} \leq 33\text{cm}$

On prend $S_t = 12,5\text{cm}$

✓ **Appui :**

Sens x-x : $S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm}$

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

Sens y-y : $S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm}$

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

c.3 Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,48\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho = 0,85 \rightarrow \mu_x = 0,0576$$

$$\mu_y = 0,7794$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 165,28 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 128,82 \text{ kN.m}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 140,49 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 109,5 \text{ kNm}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 82,64 \text{ kNm}$$

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	140,49	12,3	10,9	18	401,2	250	Non
	y-y	109,5	12,3	8,46	18	312,7	250	Oui
App	x-x	82,64	9,05	7,11	18	316,7	250	Non
	y-y							

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes (correction)

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	140,49	8T20	25,13	8,46	18	203,5	250	Oui
	y-y	109,5	8T20	25,13	6,59	18	158,6	250	Oui
App	x-x	82,64	8T14	12,31	6,38	18	235,8	250	Oui
	y-y								

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{ct23}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{221,14 \times 4,75}{2} = 525,21 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{525,21 \times 10^3}{1000 \times 405} = 1,3 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3 \text{ MPa} \dots \text{vérifier}$$

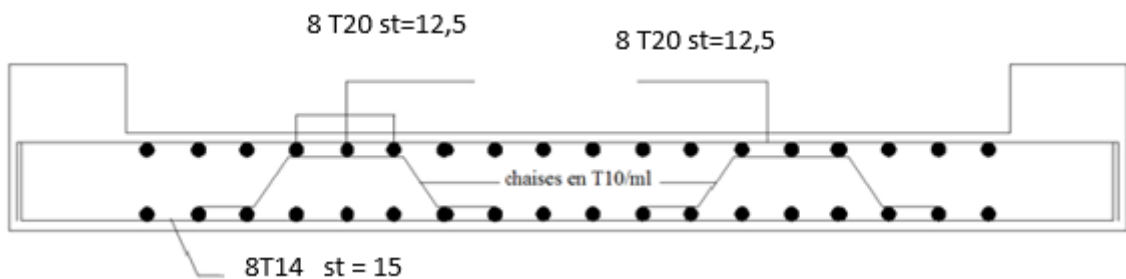


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage du radier.

b. Ferraillage des nervures :

b.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** » [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b.2 Calcul des armatures :

$b=50 \text{ cm ; } h=80 \text{ cm ; } d=72\text{cm}$

- **Sens porteur :** $L=4,75 \text{ m ; } q=221,14\text{kN/ml}$

Tableau VII.8: Ferraillage des nervures (sens porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{mm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	530,13	0.12	0.16	673,92	18,35	4T20+8T16	28,65
Appuis	311,84	0.07	0.09	694,08	10,48	10T14	15,4

- **Sens non porteur :** $L=4,05\text{m ; } q=221,14\text{kN/ml}$

Tableau VII.9: Ferraillage des nervures (sens non porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{mm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	385,4	0,08	0,104	689,95	12,62	10T16	20,11
Appuis	226,7	0.05	0.06	702,72	7,29	8T14	12,3

b.3 Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,48\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Position	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	419,38	4T20+8T16	9,67	18	233,1	250	Oui
	Appuis	246,7	10T14	7,06	18	247,3	250	Oui
Non porteur	Travée	304,8	10T16	7,92	18	236,9	250	Oui
	Appuis	179,34	8T14	5,57	18	222,6	250	Oui

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{ct28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{221,14 \times 4,75}{2} = 525,21 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{525,21 \times 10^3}{500 \times 720} = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3 \text{ MPa} \dots \text{vérifier}$$

4. Armatures transversales :

• **BAEL 91 modifié 99: [1]**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003 : [2]**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t = 2 \text{ cm}$$

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=1,46 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,4\text{Mpa}$; $b=50\text{cm}$; $h=80\text{cm}$

On trouve :

$S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

Tableau VII.10 : choix des armatures transversales

	Section	Zone	St(cm)	Φ_t (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	50x80	courante	30	1	4,5	6T10	4,71
		nodale	15		2,25	4T10	3,14

5. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=80 \text{ cm}$$

$$A_p=3 \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p = 2T12 = 2,24 \text{ cm}^2$

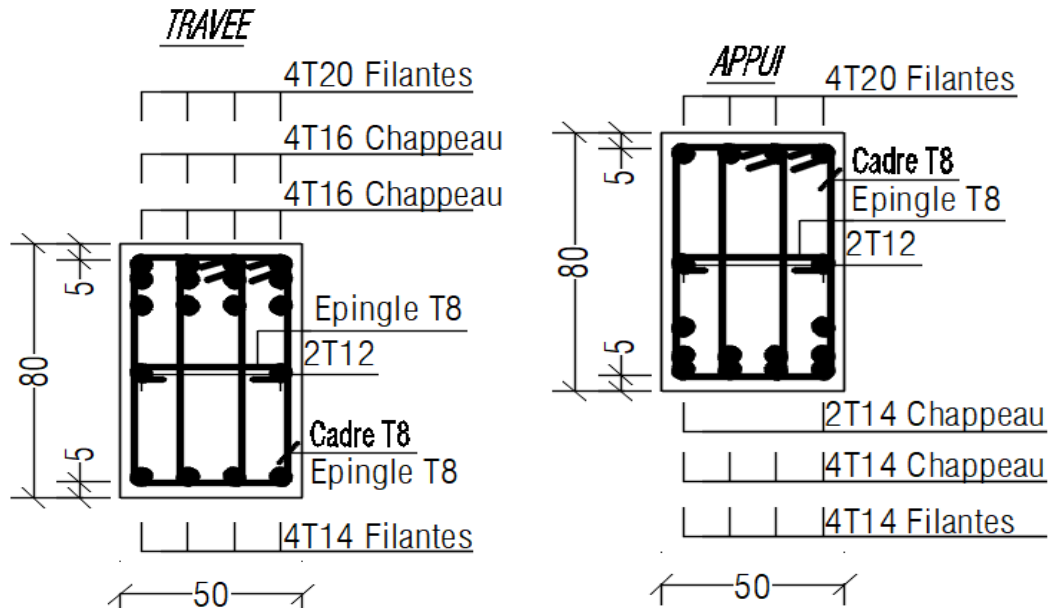


Figure VII.8 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur).

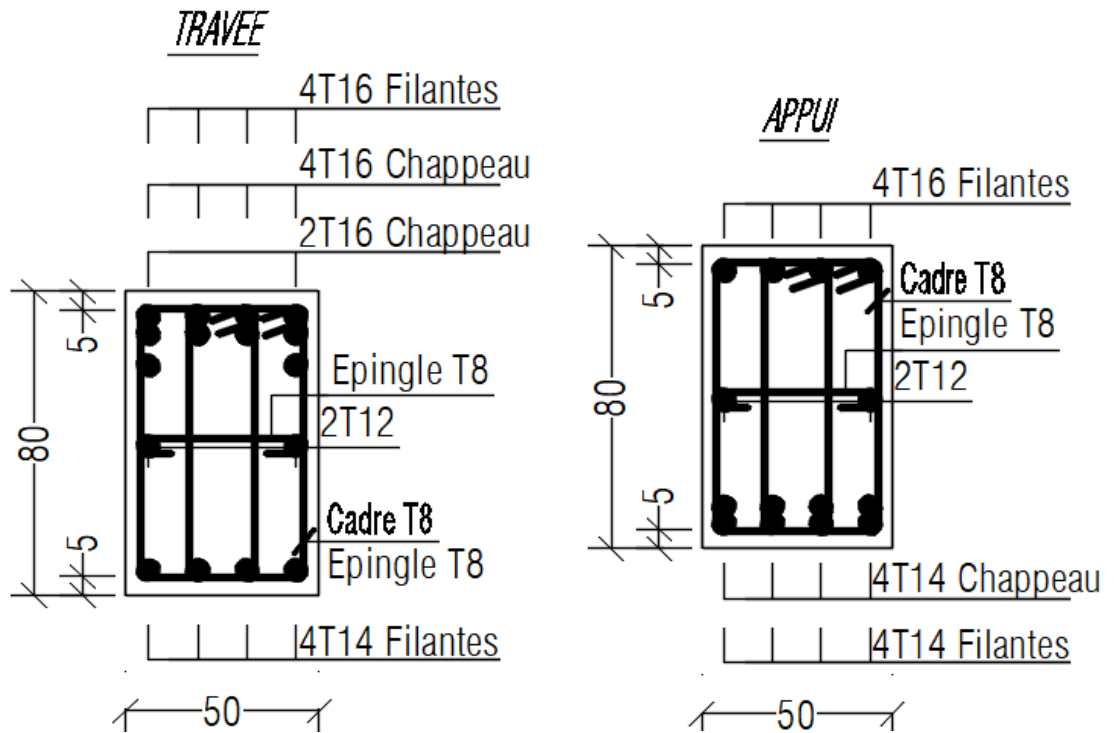


Figure VII.9 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).

VII.4 .Voile périphérique :

VII.4.1.Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

VII.4.2 .Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VII.4.3 .Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 3,06\text{ m}$; $L_y = 6,55\text{ m}$; $e = 20\text{ cm}$.

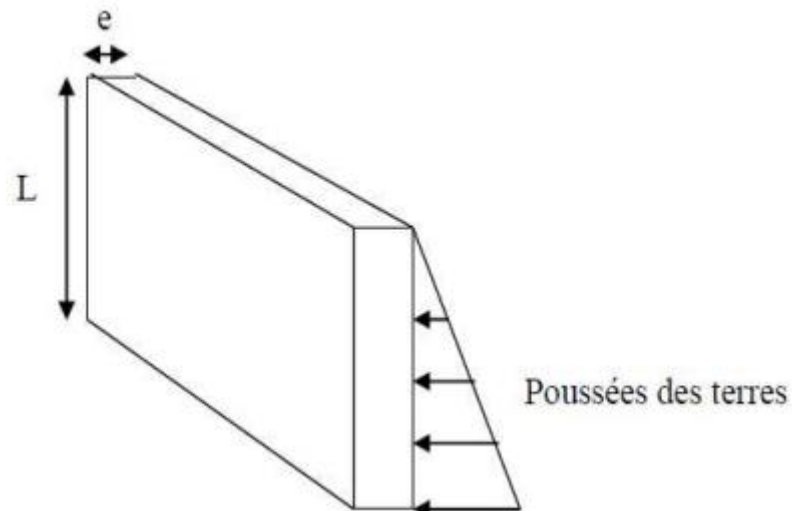


Figure VII.10 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 27^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,376$$

$$Q = A \gamma h = 23,59 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35 \times 23,59 = 31,84 \text{ kN/ml}$$

VII.4.4. Effort dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{6,55} = 0,47 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,47 \rightarrow \mu_x = 0,1008$$

$$\mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 30,05 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 7,51 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 25,54 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,38 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 15,03 \text{ kNm}$$

VII.4.5 .Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.11 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	25,54	0.05	0.064	175,4	3,35	6T12	2x6.78	15
	y-y	6,38	0.012	0.012	179,14	0,82	6T10	2x4.74	15
Appuis	x-x	15,03	0.027	0.034	177,5	1.95	6T10	2x4.74	15
	y-y								

VII.4.6 . Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VII.4.7 .Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a: $12 \text{cm} \leq e \leq 30 \text{cm}$

$h=e=20 \text{cm}; b=100 \text{cm}.$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Avec ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0006$)

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left(3 - \frac{3,06}{6,55} \right) \times \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,52 \text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$A_x = 6,78 \text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,52 \text{cm}^2$$

$$A_y = 4,74 \text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{cm}^2$$

Vérfiée

➤ **Sur appuis :**

$$A_x = 4,74 \text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,52 \text{cm}^2$$

$$A_y = 4,74 \text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{cm}^2$$

Vérfiée

VII.4.8 .Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \tau_u = 0,05f_{c28} = 1,5MPa$$

$$T_x = \frac{q_u LxLy}{2Lx+Ly} = \frac{31,84 \times 3,06 \times 6,55}{2 \times 3,06 + 6,55} = 50,37kN$$

$$T_y = \frac{q_u Ly}{3} = 32,48kN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x, T_y) = 50,37kN$$

$$\tau_u = \frac{50,37 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,28MPa < \tau_u = 0,05f_{c28} = 1,5MPa \dots \text{vérifier}$$

VII.4.9.Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$Q_{ser} = Q1 = 23,59 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,47 \rightarrow \mu_x = 0,1038$$

$$\mu_y = 0,3402$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 22,92kN.m$$

$$M_y = 7,8kN.m$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 19,48kNm.$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 6,63kNm.$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 11,46kNm$$

- **a. Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII.12: Vérifications des contraintes

	Sen s	M_{ser} (kNm)	A_s cm^2	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	vérification
Travée	x-x	19,48	6,78	4,67	18	176,3	250	OK
	y-y	6,63	4,74	1,82	18	84,6	250	OK
Appuis	x-x	11,46	4,74	3,15	18	146,2	250	OK
	y-y							

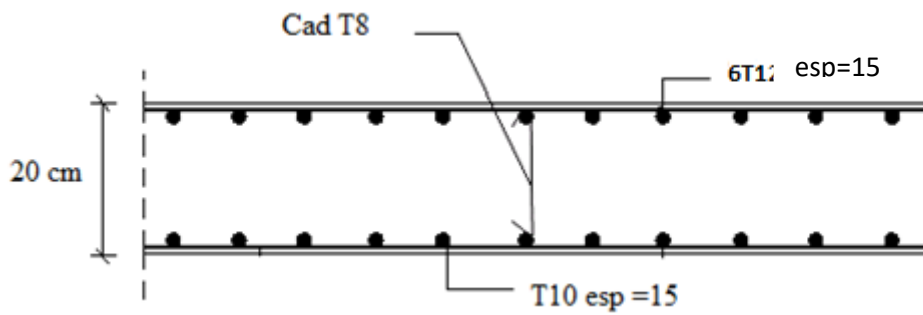


Figure VII.11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

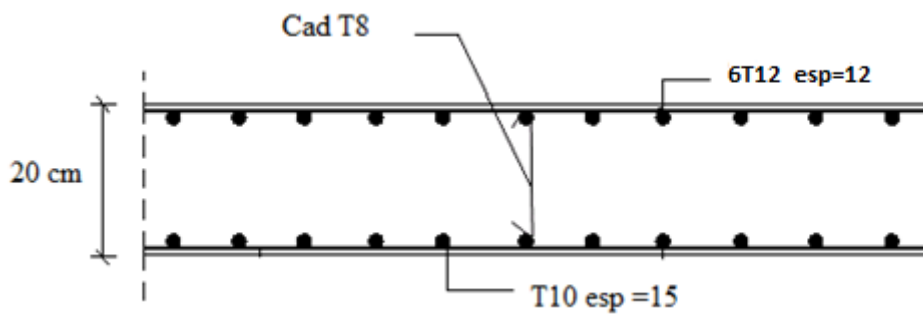


Figure VII.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calculs, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après :

- Le pré dimensionnement est une étape importante pour estimer l'ordre de grandeur des éléments structuraux avant d'entamer le ferrailage et les vérifications.
- Dans notre étude sismique on constate que la structure possède un coefficient de comportement R égale à **3,5** ce qui signifie qu'elle est relativement rigide à cause du nombre important de voiles constituant le système de contreventement.
- Les voiles sont disposés d'une manière à être le plus loin possible du centre de gravité pour créer un grand bras de levier et assurer la stabilité de notre structure, Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une meilleure distribution des efforts internes, et donc le phénomène de torsion sera évité.
- Pour assurer une stabilité totale de la structure vis-à-vis les déplacements horizontaux, on vérifie l'effet du second ordre (**Effet P-delta**).
- L'étude comparative aux différentes combinaisons, thermique et dynamique, nous a montré que les valeurs de sollicitations et de ferrailages des poutres et des poteaux sont plus sollicitées sous l'effet de la charge dynamique à cause de l'emplacement du projet qui se trouve dans une région côtière ayant un faible effet de la température.
- Les éléments principaux doivent être correctement dimensionnés et bien armés pour la détermination de ferrailages des différents éléments ; nous avons pris en compte un ferrailage obtenu par logiciel de calcul (SOCOTEC) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu la surface de la structure qui est très importante.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Enfin, l'utilisation de logiciel de calcul dans notre étude nous à permet de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

ORGANIGRAMME -1-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

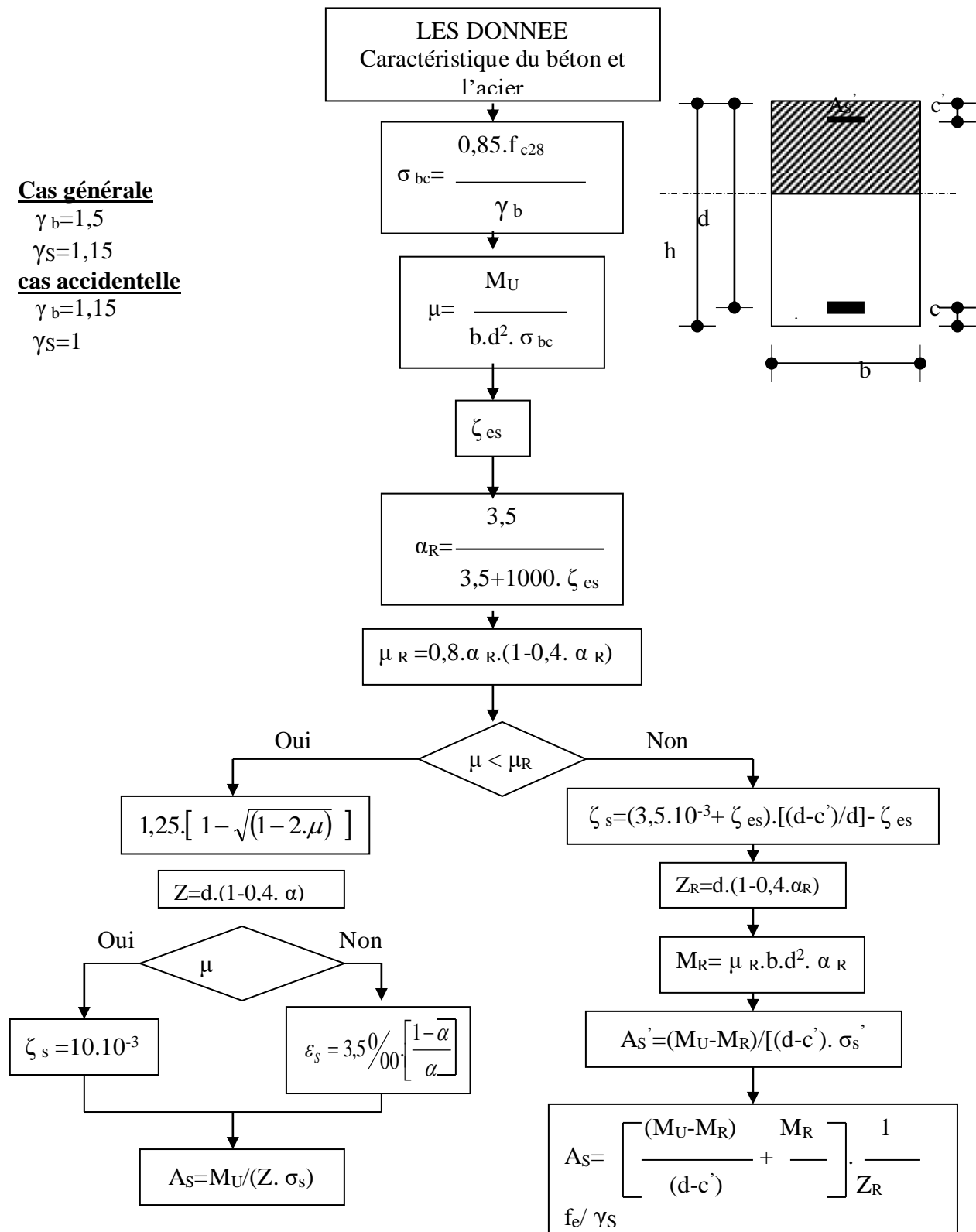
$\gamma_b = 1,5$

$\gamma_s = 1,15$

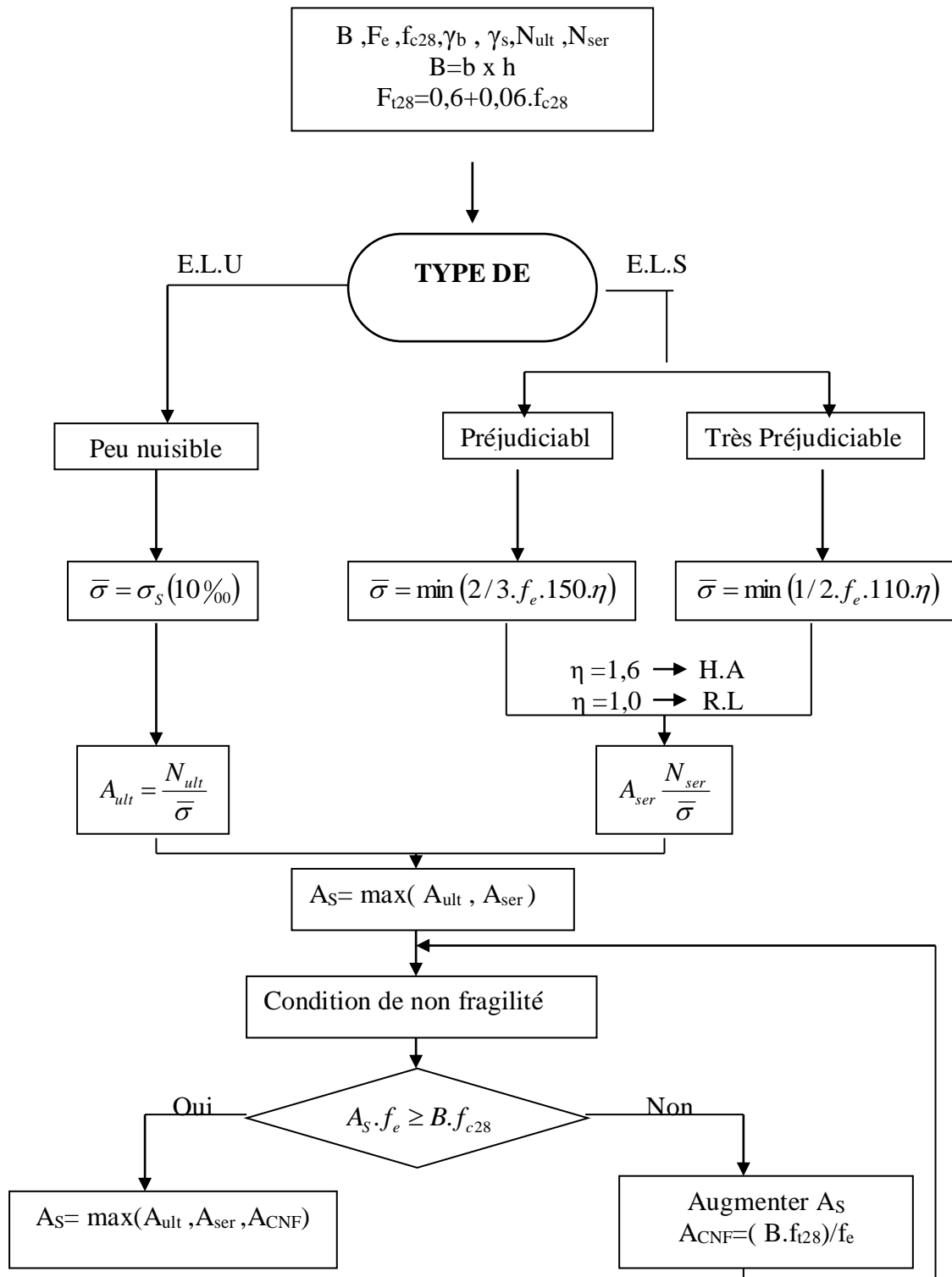
cas accidentelle

$\gamma_b = 1,15$

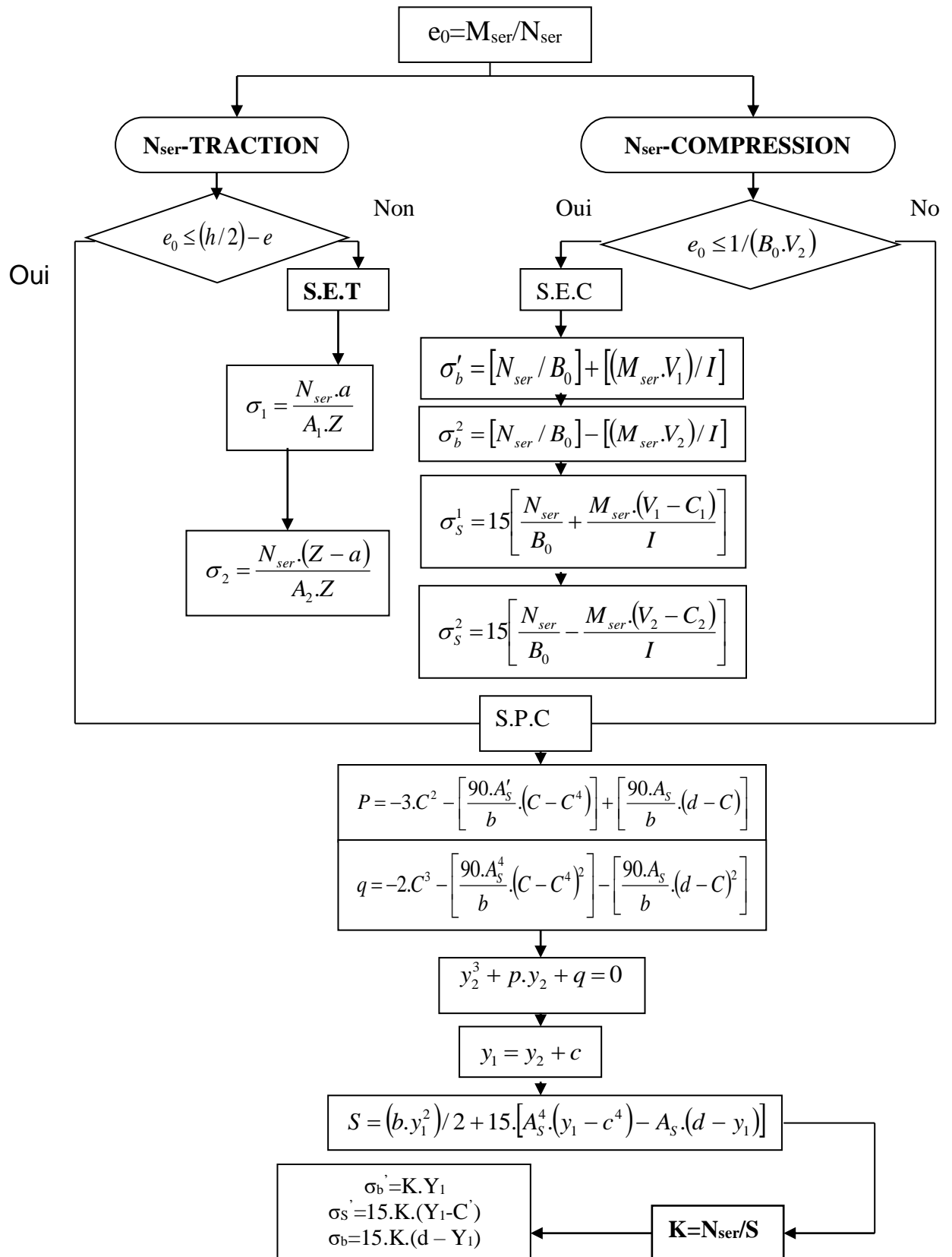
$\gamma_s = 1$



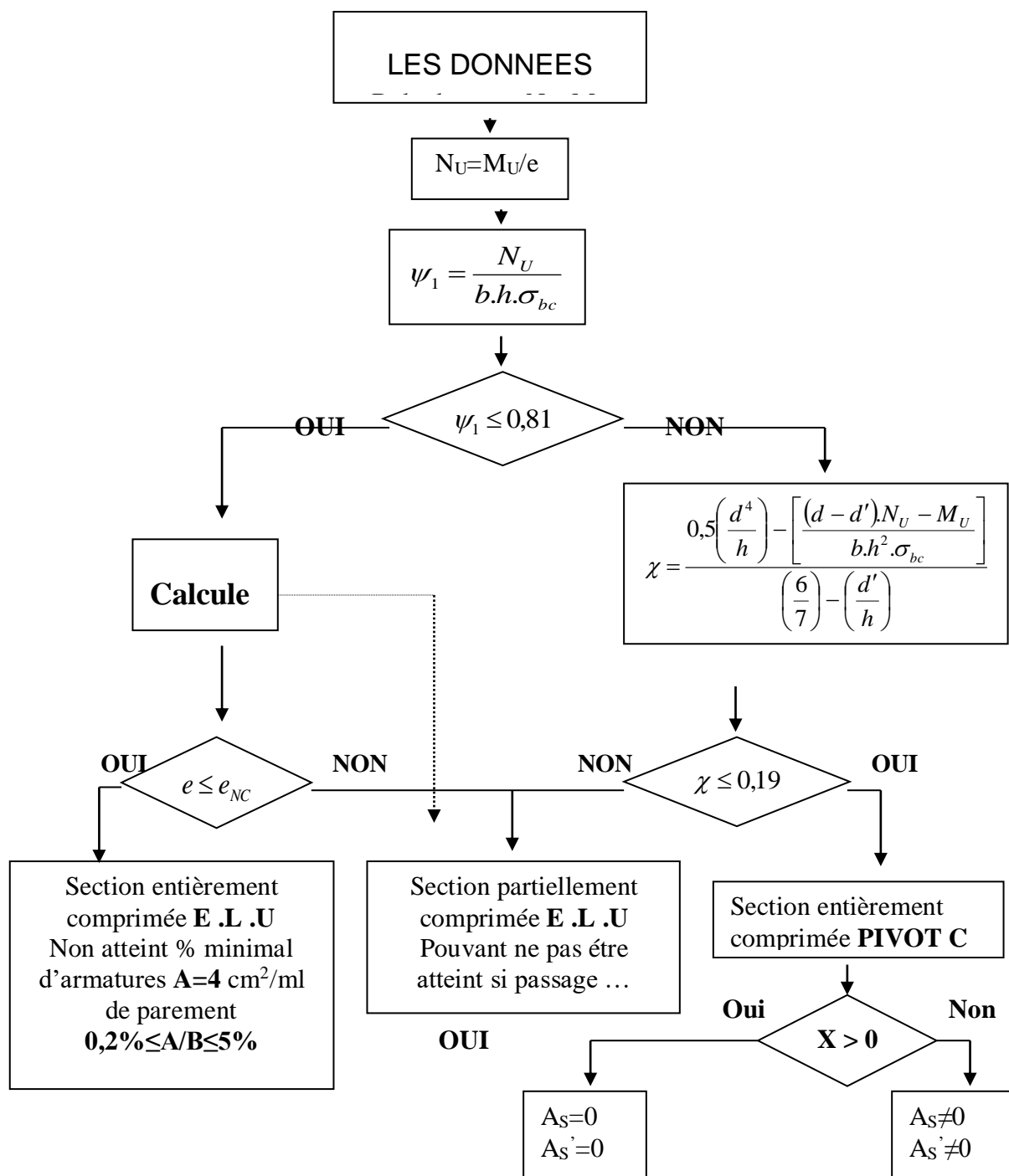
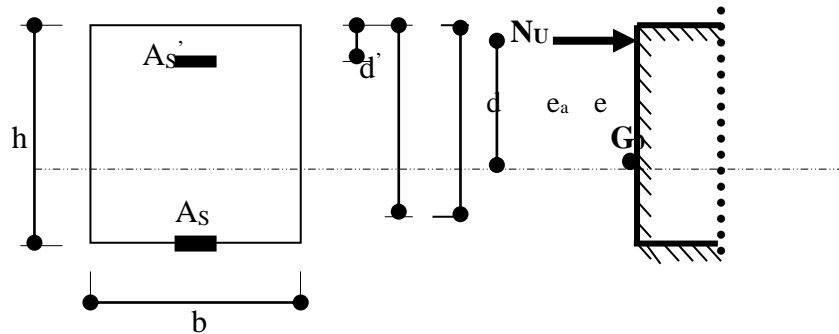
ORGANIGRAMME -2- TRACTION SIMPLE



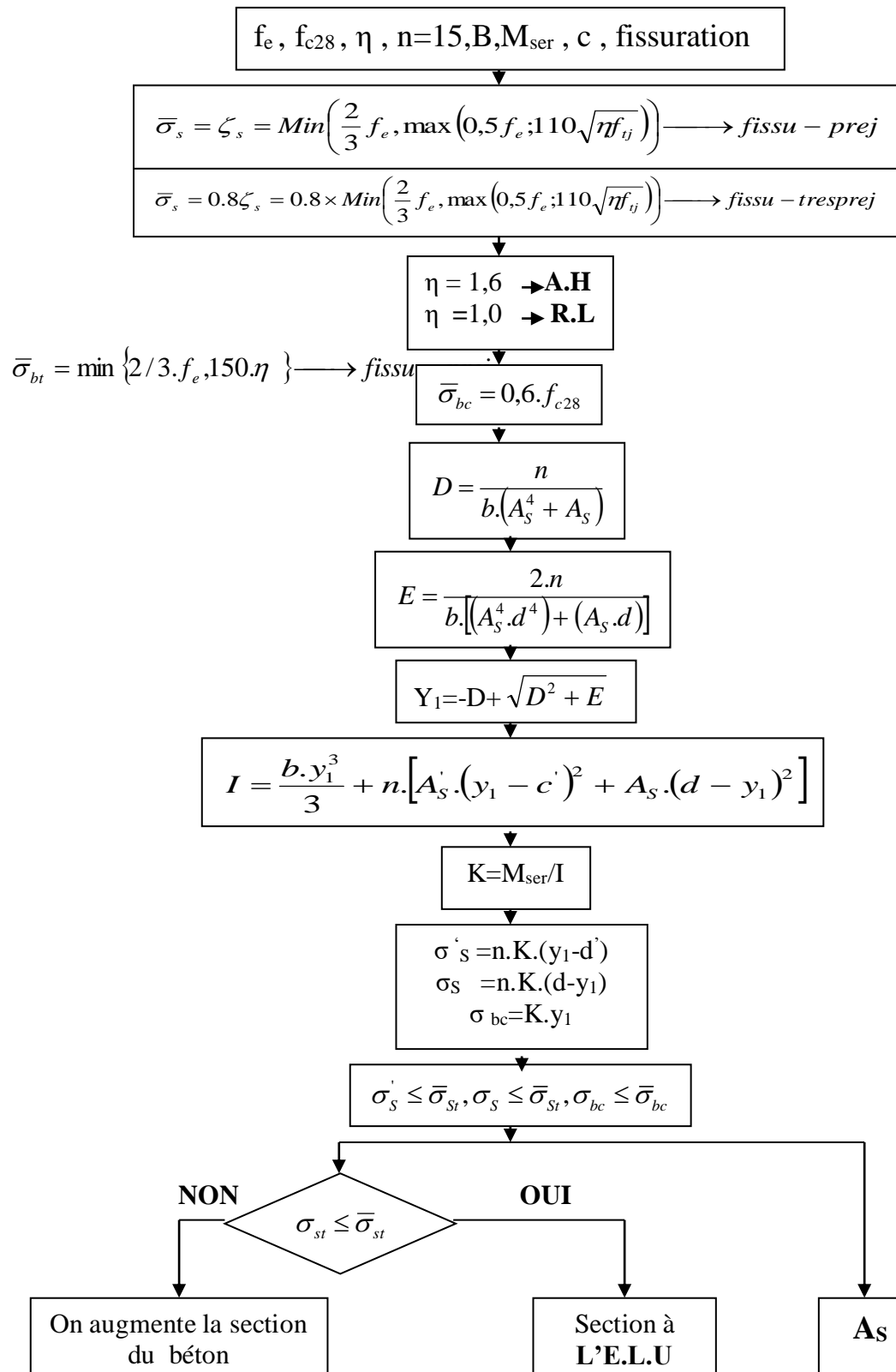
ORGANIGRAMME-3-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



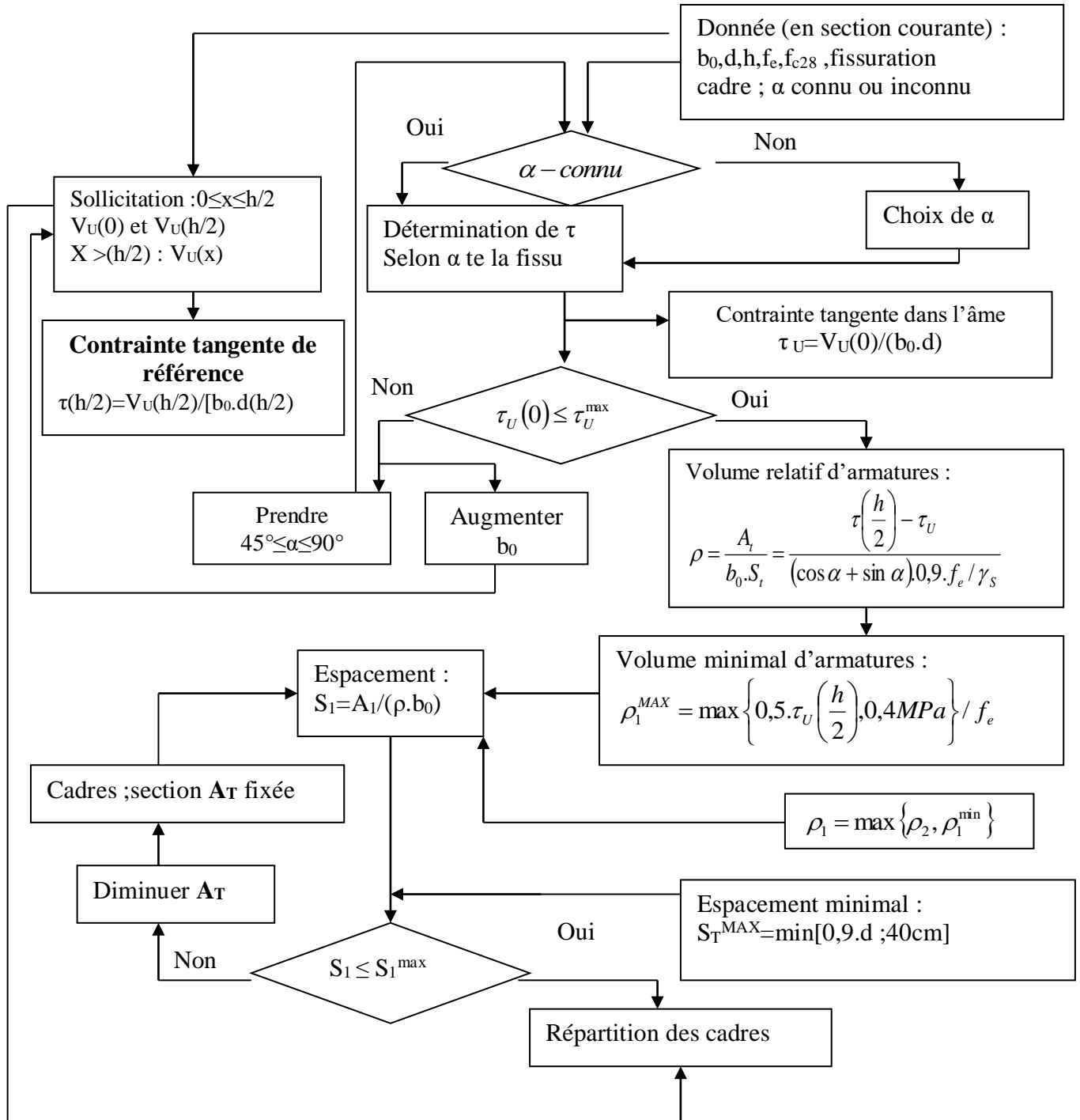
ORGANIGRAMME -4-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -5-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



ORGANIGRAMME -6-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT



REFERENCES

- [1] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702, Février 2000.
- [2] D.T.R-B.C.2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", C.G.S.
- [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, TR B C22.
- [4] M.Nait Hamoud, "Effet de la température réel".
- [5] KHERRABI Mohamed Chakib.REGOUI Oussama « Etude d'un bâtiment de forme irrégulière en béton armé avec étude comparative des effets de la température. » » Mémoire de projet fin d'études pour obtention d'un diplôme de master II en génie civil Université Saad Dahleb Blida.
- [6] CHERKAOUI Mohamed Riadh.BENCHABANE Salima « Etude d'un hôtel en R+5 en béton armé avec analyse thermique. » Mémoire de projet fin d'études pour obtention d'un diplôme de master II en génie civil Université Saad Dahleb Blida.
- [7] TALEB Rafik « Analyse et dimensionnement des bâtiments en béton armé sous effets de températures (CBA93) » document PowerPoint
- [8] MOKHENACHE Zakaria et TEHAMI Youcef badreddine « Etude de l'impact des sollicitations Sismique et Thermique sur le Comportement d'un Centre de Recherche Médicale (Sous-sol+RDC+7étages) » Mémoire de projet fin d'études pour obtention d'un diplôme de master II en génie civil 2016/2017 Centre Universitaire BELHADJ Bouchaïb d'Ain Temouchent.