

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة 1

UNIVERSITE BLIDA 1



كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME

DE MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT(Rez de chaussé +
8 + SOUS-SOL)**

AVEC UNE ETUDE THERMIQUE

Encadré par :

BELHAOUENE IMENE

ELAICHI ABDELWAHEB

Devant les membres de jury :

Président :

Examineur :

Présenté par :

BENDALI BOUALEM

BOUARNOUNA LIAMINE

-PROMOTION 2022-

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à *ALLAH* le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nos remerciements s'adressent tout d'abord aux personnes avec lesquelles on a travaillé et qui m'ont fait part de leurs connaissances et de leur savoir-faire :

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice *M^{me} I.BELHAOUENE* et Co -promoteur *M^r A.ELAICHI* pour la sollicitude avec laquelle ils ont suivi et orienté la réalisation de ce travail par leurs compétences scientifiques et leurs précieux conseils qui l'ont fait progresser.

Le président de jury et les honorables membres de jury pour avoir accepté d'évaluer ce manuscrit.

Aussi à tous les enseignants rencontrés, ils nous ont fait profiter de leurs compétences tant théoriques que pratiques.

Monsieur *Hamidache Mohamed seddik*, qui nous a fait l'honneur de bien vouloir m'accueillir au sein de l'équipe *OPTIMAL BUILDING* qui m'a été d'un soutien précieux et indispensable. Je tiens à remercier toute l'équipes et exprimer ma vive reconnaissance et ma sincère gratitude, ainsi tenons à saisir cette occasion et adresser nos profonds remerciements à l'équipe de *OPUS LAB* dans son ensemble, au sein de laquelle nous sommes rapidement sentie intégrée.





Dédicace

Avant tout je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours...

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenus tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes frère Hamza, Chawki, Salah .

A mes chères sœurs Ahlam, Lamia, Kawthar, Serine

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement Mme Belhouene. Mr Elaichi pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.

A Mon binôme boualem et sa famille.

A Mes chers amis Abd El Feth , imed, Ibrahim, Yahia, Rafik Fethi, Said, Bilal, Hicham, AbdNour, Ayoub, AbdRahim, Zouhir , Abd el Rouf, Aissa, Islam et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

Laimine.





Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut pour m'exprimer et dédier ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs années d'études. Du fond de mon cœur, je le dédie :

A ma tendre mère et mon très cher père, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai toujours pour vous, ce travail est le fruit de vos sacrifices pour mon éducation et ma formation le long de ces années.

A mon frère Karim et ma petite sœur Douaa, votre joie et votre gaieté me comblent de bonheur.

A Mes oncles, mes tantes et mes cousins.

A mes Amis Abd el Fettah, Imed, Tahar, Salah, Mourad.

A tous les étudiants de ma promotion 2022.

A mon binôme Lamine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Tous ceux qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à l'élaboration de ce travail.

Boualem.



ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 8 طوابق + طابق سفلي , يتم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETABS version 18.1. 0)

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنىة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99).

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات، الجدران) تم بواسطة برنامج التسليح SOCOTEC.

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et service local de R + 8 étages avec sous-sol, qui sera implantée dans la wilaya de Blida, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

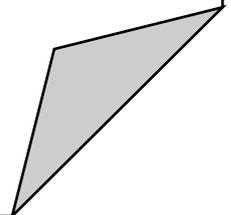
La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS version 18.1.0).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) a été mené par le logiciel de ferrailage (SOCOTEC).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.



Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R +8 stages + underground which will be established in the country of Blida, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The beams, and the columns and the walls ensure the stability of the work. The study and the analysis of this plan had been established by software (ETABS version 18.1.0).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 -Version 2003).

Reinforcement of structural elements (columns, beams,shell) was done by the software (SOCOTEC).

In the end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project.

Sommaire

Résumé	
Remerciements	
Dédicaces	
Sommaire	
List des tableaux	
List des figures	
Liste des symboles	
Plans	
Introduction générale	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
I.1 INTRODUCTION	4
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	4
I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	4
I.3.1 Dimensions en élévation	4
I.3.2 Dimensions en plan.....	4
I.3.3 Ossature de l'ouvrage	5
I.3.4 Classification du bâtiment selon (RPA99 versions 2003)	5
I.3.5 Planchers	5
I.3.6 Maçonnerie	5
I.3.7 Escaliers	5
I.4 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX	5
I.4.1 Le Béton.....	6
I.4.2 L'acier	9
I.5 HYPOTHESES DE CALCUL	12
I.5.1 État limite ultime (ELU)	12
I.5.2 État limite de service (ELS).....	12
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT	
II.1 INTRODUCTION	14
II.2 PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES	14
II.2.1 Plancher en corps creux (terrasse, étages courants, RDC).....	14

II.2.2	Planchers dalle pleine (sous-sol, balcon, escaliers, dalle machine)	15
II.3	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	16
II.3.1	Plancher terrasse inaccessible	16
II.3.2	Plancher étage courant	17
II.3.3	Plancher sous-sol (parking)	17
II.3.4	Maçonnerie	18
II.3.5	Balcons	19
II.3.6	Garde-corps	19
II.4	PRÉDIMENSIONNEMENT	20
II.4.1	Les portiques	20
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES		
III.1	ACROTÈRE	37
III.1.1	Introduction	37
III.1.2	Evaluation des charges	38
III.1.3	Calcul des efforts	39
III.1.4	Ferraillage de l'acrotère	39
III.1.5	Vérification de la section d'acier selon « <i>bael 91 modifié 99</i> »	40
III.1.6	Armatures de répartitions	41
III.1.7	Vérification à l'ELS	41
III.1.8	Vérification de l'effort tranchant	43
III.2	ETUDE DES PLANCHERS	43
III.2.1	Introduction	43
III.2.2	Plancher en corps creux	44
III.2.3	Etude de la dalle machine	59
III.2.4	Plancher en dalle pleine	65
III.3	ESCALIER	70
III.3.1	Introduction	70
III.3.2	Définition des éléments d'un escalier	70
III.3.3	Evaluation des charges	73
III.3.4	Combinaison des charges	75
III.3.5	Diagramme des efforts internes	75
III.3.6	Calcul des armatures	76
III.3.7	Vérifications	77
III.3.8	Evaluation des charges et surcharges	81

III.3.9	Combinaison des charges	83
III.3.10	Diagramme des efforts internes	84
III.3.11	Calcul des armatures	84
III.3.12	Vérifications	85
III.3.13	Evaluation des charges	90
III.3.14	Combinaison des charges	91
III.3.15	Diagramme des efforts internes	92
III.3.16	Calcul des armatures	92
III.3.17	Vérifications	93
III.4	LES BALCONS	96
III.4.1	Introduction	96
III.4.2	Calcul des charges sollicitant le balcon	98
III.4.3	Calcul de ferrailage	100
III.4.4	Vérifications	101
III.4.5	Calcul des charges sollicitant le balcon	103
III.4.6	Calcul de ferrailage :	106
III.4.7	Vérifications	107

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1	INTRODUCTION	110
IV.2	ÉTUDE SISMIQUE	111
IV.2.1	Introduction	111
IV.2.2	Choix de la méthode de calcul	111
IV.2.3	Spectre de réponse	112
IV.2.4	Modélisation mathématique	113
IV.2.5	Caractéristiques dynamiques propres	113
IV.3	MODÉLISATION DE LA STRUCTURE	115
IV.3.1	Modélisation de la rigidité	115
IV.3.2	Modélisation de la masse	115
IV.4	RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :	116
IV.4.1	Les résultats du model initial	117
IV.4.2	Constatations	118
IV.4.3	Vérification des déplacements latéraux inters étage	119
IV.5	RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BÂTIMENT	121
IV.6	VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	124

IV.7	JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ	124
IV.8	JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT	126
IV.9	CONCLUSIONS	129

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1	INTRODUCTION	131
V.2	FERRAILLAGE DES POTEAUX	131
V.2.1	Introduction	131
V.2.2	Combinaison d'action	132
V.2.3	Recommandation selon <i>rpa99 version 2003</i>	132
V.2.4	Choix des armatures	135
V.2.5	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	136
V.2.6	Vérification de l'effort tranchant.....	137
V.2.7	Longueur de recouvrement.....	140
V.2.8	Ferrailage des poteaux de sous-sol	140
V.3	FERRAILLAGE DES POUTRES	145
V.3.1	Introduction.....	145
V.3.2	Recommandation du <i>rpa99 version 2003</i>	145
V.3.3	Calcul du ferrailage.....	145
V.3.4	Choix des armatures.....	147
V.3.5	Condition de non fragilité	148
V.3.6	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	148
V.3.7	Vérification de l'effort tranchant	150
V.3.8	Recouvrement des armatures longitudinales.....	151
V.3.9	Arrêt des barres	151
V.3.10	Armature de Peau.....	152
V.3.11	Calcul de la flèche.....	152
V.4	FERRAILLAGE DES VOILES	155
V.4.1	Généralités	155
V.4.2	Introduction au ferrailage des voiles.....	156
V.4.3	Justification s sous sollicitations normales	157
V.4.4	Procédure de ferrailage des trumeaux.....	161
V.5	PRESENTATION DES RESULTATS	168
V.6	FERRAILLAGE DES VOILES DU SOUS-SOL	174

Chapitre VI : Etude Thermique

VI.1	INTRODUCTION	177
VI.2	COEFFICIENT DE DILATATION DU BETON	177
VI.3	COEFFICIENT THERMIQUE	178
VI.4	CONVENTION DE SIGNE	178
VI.5	MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE	178
VI.6	LES TEMPERATURES A UTILISER DANS LE CALCUL.....	179
VI.7	CONCLUSION.....	183

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS

VII.1	INTRODUCTION	185
VII.2	FACTEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DES FONDATIONS.....	185
VII.3	CALCUL DES FONDATIONS	185
VII.3.1	Semelles isolées.....	185
VII.3.2	Semelles filantes.....	187
VII.3.3	Radier nervure	189
VII.4	ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE	205
VII.4.1	Pré-dimensionnement.....	205
VII.4.2	Evaluation des charges	207
VII.4.3	Effort dès la dalle.....	207
VII.4.4	Calcul du ferrailage	207
VII.4.5	Condition de non fragilité.....	208
VII.4.6	Condition exigée par les RPA99/version 2003	208
VII.4.7	Vérification de l'effort tranchant.....	208
VII.4.8	Vérification à l'ELS	208

Conclusion générale 210

Références bibliographiques

Annexes

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Essai Brésilien.....	7
Figure I. 2: Traction par flexion.....	7
Figure I. 3: Diagramme contraintes – déformations à l’ELU	9
Figure I. 4: Diagramme contraintes déformations du béton à l’ELS	9
Figure I. 5: Diagramme contrainte déformations de l’acier à l’ELU.....	10
Figure II. 1: Dalle en corps creux	14
Figure II. 2: dimensions du panneau le plus sollicité.....	15
Figure II. 3: Coupe verticale du plancher terrasse (corps creux).....	16
Figure II. 4: Coupe verticale du plancher courant (corps creux).....	17
Figure II. 5: Coupe verticale du plancher courant (dalle pleine).....	17
Figure II. 6: Mur extérieur	18
Figure II. 7: Coupe verticale du plancher balcon.....	19
Figure II. 8: Dimensions à respecter pour les poutres	20
Figure II. 9: Section Réduite du Poteau Carré.....	25
Figure II. 10: Surface revenant au poteau central.....	27
Figure II. 11: Surface revenant au poteau de rive.....	29
Figure II. 12: Surface revenant au poteau d’angle.....	31
Figure II. 13: Coupe d’un voile en élévation	34
Figure III. 1: Dimensions de l’acrotère.....	37
Figure III. 2: Schéma statique de l’acrotère.....	38
Figure III. 3: diagrammes des efforts à ELU	39
Figure III. 4: distance de l’axe neutre	41
Figure III. 5: ferrailage de l’acrotère	43
Figure III. 6: coupe du plancher corps creux	44
Figure III. 7: Moment fléchissant de la poutrelle à 01 travée.....	50
Figure III. 8: Figure.III.8 : Effort tranchant de la poutrelle à 01 travée.....	50
Figure III. 9: Moment fléchissant de la poutrelle à 02 travée.....	53
Figure III. 10: Moment fléchissant de la poutrelle à 03 travée.....	54
Figure III. 11: ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis.....	58

Figure III. 12: Disposition constructive des armatures de la table de compression	59
Figure III. 13: Schéma représentatif de la dalle machine	59
Figure III. 14: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.....	65
Figure III. 15: Dimensions du panneau le plus sollicité	66
Figure III. 16: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.....	70
Figure III. 17: Dimensions de l'escalier	71
Figure III. 18: Schéma représentatif 1er d'escalier.....	72
Figure III. 19: Coupe verticale du plancher Palier.....	73
Figure III. 20: Coupe verticale du plancher Paillasse	74
Figure III. 21: Schéma statique 1er d'escalier	75
Figure III. 22: Diagramme des efforts internes 1er escalier	75
Figure III. 23: Diagramme des efforts internes 1er escalier	76
Figure III. 24: ferrailage 1er d'escalier	80
Figure III. 25: Schéma représentatif du 2ème d'escalier	80
Figure III. 26: Coupe verticale du plancher Palier.....	82
Figure III. 27: Coupe verticale du plancher Paillasse	82
Figure III. 28: Schéma statique 2 emed'escalier.....	83
Figure III. 29/ Diagramme des efforts internes 2eme escalier.....	84
Figure III. 30/ Diagramme des efforts internes 2eme escalier.....	84
Figure III. 31: ferrailage du 2ème type d'escaliers	88
Figure III. 32: Schéma représentatif 3emed'escalier	89
Figure III. 33: Coupe verticale du plancher Palier.....	90
Figure III. 34: Coupe verticale du plancher Paillasse	90
Figure III. 35: Schéma statique 3 emed'escalier.....	91
Figure III. 36: Diagramme des efforts internes 3eme escalier.....	92
Figure III. 37: Diagramme des efforts internes 3eme escalier.....	92
Figure III. 38: ferrailage 3erd'escalier	96
Figure III. 39: Dimensions du 1er balcon	97
Figure III. 40: Schéma statique.....	97
Figure III. 41: Coupe verticale du plancher balcon	98
Figure III. 42: Coupe verticale du plancher Mur	99
Figure III. 43: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	100
Figure III. 44: Digramme de l'effort tranchant à l'ELU	100
Figure III. 45: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	100

Figure III. 46: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	100
Figure III. 47: Ferrailage du balcon.....	102
Figure III. 48: Dimensions du 2 ^{eme} balcon.....	103
Figure III. 49: Schéma statique.....	103
Figure III. 50: Coupe verticale du plancher balcon.....	103
Figure III. 51: Coupe verticale du plancher Mur.....	104
Figure III. 52: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	105
Figure III. 53: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	105
Figure III. 54: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	106
Figure III. 55: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	106
Figure III. 56: Ferrailage du 2 ^{eme} balcon.....	108
Figure IV. 1: spectre réponse.....	113
Figure IV. 2: Modèle initiale 2D.....	116
Figure IV. 3: Modèle initiale 3D.....	117
Figure IV. 4: modèle final 2D.....	121
Figure IV. 5: modèle final 3D.....	122
Figure IV. 6: Evaluation des effets du second ordre.....	124
Figure V. 1: Ferrailage des poteaux.....	144
Figure V. 2: Arrêt des barres.....	152
Figure V. 3: Ferrailage poutre principale (30x50).....	153
Figure V. 4: Ferrailage poutre secondaire (30x45).....	155
Figure V. 5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	157
Figure V. 6: Définition de l'élément mur.....	158
Figure V. 7: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	162
Figure V. 8: Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	164
Figure V. 9: Disposition des voiles.....	168
Figure V. 10: Ferrailage Voile 1.....	175
Figure V. 11: Ferrailage Voile 2.....	175
Figure V. 12: Ferrailage Voile 3.....	175
Figure V. 13: Ferrailage Voile 4.....	175

Figure VI. 1: Ferrailage des poutres principales (30x50) après l'étude thermique	183
Figure VI. 2: Ferrailage des poutres secondaire (30x45) après l'étude thermique.....	183
Figure VII. 1: Semelle isolée sous poteau.	186
Figure VII. 2: Semelle filante.	187
Figure VII. 3: Schéma statique du bâtiment.	192
Figure VII. 4: Contraintes sous le radier.....	194
Figure VII. 5: Schéma du panneau le plus sollicité.	197
Figure VII. 6: Ferrailage de la Dalle du Radier.	199
Figure VII. 7: Ferrailage des nervures (non porteur).....	203
Figure VII. 8: Ferrailage des nervures (porteur).....	203
Figure VII. 9: Schéma statique des débords.	203
Figure VII. 10: Diagramme des Moments.	204
Figure VII. 11: Ferrailage du Débord.	205
Figure VII. 12: voile périphérique 2D.	206
Figure VII. 13: voile périphérique 3D.	206
Figure VII. 14: Ferrailage du Voile Périphérique.....	209

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Caractéristiques des Aciers.....	10
Tableau II. 1: Dimensions finales des poutres	22
Tableau II. 2: Dégression de la surcharge.....	24
Tableau II. 3: Choix des sections des poteaux centraux	29
Tableau II. 4: Choix des sections des poteaux de rive.....	31
Tableau II. 5: Choix des sections des poteaux d'angle.....	33
Tableau II. 6: Choix final.....	34
Tableau III. 1: Moment fléchissant de la poutrelle à 02 travée	52
Tableau III. 2: Moment fléchissant de la poutrelle à 03 travée.	54
Tableau III. 3: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée	55
Tableau III. 4: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	56
Tableau III. 5: Tableau plancher DALLE MACHINE	60
Tableau III. 6: Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx)	61
Tableau III. 7: Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)	62
Tableau III. 8: Récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	62
Tableau III. 9: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	64
Tableau III. 10: Ferrailage de la dalle pleine	67
Tableau III. 11: Vérification des contraintes à l'ELS.....	69
Tableau III. 12: Charge à l'ELU et l'ELS	75
Tableau III. 13: Ferrailage de 1er l'escalier.....	76
Tableau III. 14: Vérification des contraintes	78
Tableau III. 15: Vérification de la flèche de 1er l'escalier	79
Tableau III. 16: Charge à l'ELU et l'ELS	84
Tableau III. 17: Ferrailage de 2eme l'escalier	85
Tableau III. 18: Vérification des contraintes	87
Tableau III. 19: Vérification de la flèche de 2eme l'escalier.....	88
Tableau III. 20: Charge à l'ELU et l'ELS	92
Tableau III. 21: Ferrailage de 1er l'escalier.....	93
Tableau III. 22: Vérification des contraintes	95
Tableau III. 23: Vérification de la flèche de 3eme l'escalier.....	96

Tableau III. 24: Ferrailage du balcon	101
Tableau III. 25: Vérification des contraintes du balcon.....	102
Tableau III. 26: Ferrailage du balcon	106
Tableau III. 27: Vérification des contraintes du balcon.....	107
Tableau IV. 1: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	117
Tableau IV. 2: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial).....	120
Tableau IV. 3: Période et facteurs de participation massique du modèle 1	122
Tableau IV. 4: Vérification des déplacements inter étages (modèle 1)	123
Tableau IV. 5: verification de l'effort normal reduit poteaux	124
Tableau IV. 6: Calcul de l'effort tranchant VKx et VKy et PK à partir du ETABS	125
Tableau IV. 7: Calcul de θ_x et θ_y	126
Tableau IV. 8: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.....	127
Tableau IV. 9: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.....	128
Tableau V. 1: Ferrailage des poteaux situation durable (N_{max}, M_{corr})	133
Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux situation durable (M_{max}, N_{corr})	133
Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux situation durable (N_{min}, M_{corr}).....	133
Tableau V. 4: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (N_{max}, M_{corr})	134
Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (M_{max}, N_{corr})	134
Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (N_{min}, M_{corr}).....	134
Tableau V. 7: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (N_{max}, M_{corr})	135
Tableau V. 8: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (M_{max}, N_{corr})	135
Tableau V. 9: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (N_{min}, M_{corr}).....	135
Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux.....	136
Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N_{sermax}, M_{sercorr}$)	136
Tableau V. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N_{sermin}, M_{sercorr}$)	137
Tableau V. 13: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	138
Tableau V. 14: Espacements maximaux selon RPA99.....	140
Tableau V. 15: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	140
Tableau V. 16: Ferrailage des poutres principales (30x50).....	146
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres secondaire (30X45).....	146
Tableau V. 18: Choix des armatures pour les poutres principales (30x50).....	147

Tableau V. 19: Choix des armatures pour les poutres secondaires (30x45).....	148
Tableau V. 20: Vérification de la condition de non fragilité	148
Tableau V. 21: Vérification des contraintes pour les poutres (30x50)	149
Tableau V. 22: Vérification des contraintes pour les les poutre (30x45)	149
Tableau V. 23: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres	150
Tableau V. 24: Calcul des armatures transversales	151
Tableau V. 25: Calcul de la flèche.....	153
Tableau V. 26: Valeurs de (I_f/l)	158
Tableau V. 27: Calcul de σ_{lim}	159
Tableau V. 28: Aciers verticaux et horizontaux	160
Tableau V. 29: Aciers transversaux	161
Tableau V. 30: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.	165
Tableau V. 31: Calcul des armatures verticales de l'exemple	166
Tableau V. 32: Caractéristiques des voiles	168
Tableau V. 33: Calcul des armatures du voile (V1).....	169
Tableau V. 34: Calcul des armatures du voile (V2).....	170
Tableau V. 35: Calcul des armatures du voile (V3).....	171
Tableau V. 36: Calcul des armatures du voile (V4).....	172
Tableau V. 37: Calcul des aciers de couture des voiles	173
Tableau V. 38: Calcul des aciers de compression	173
Tableau V. 39: Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	174
Tableau VI. 1: Ferrailage des poutres principales (30X50).....	179
Tableau VI. 2: Ferrailage des poutres secondaire (30X45)	180
Tableau VI. 3: Ferrailage des poutres principales (30X50).....	180
Tableau VI. 4: Ferrailage des poutres secondaire (30X45)	181
Tableau VI. 5: Ferrailage des poutres principales (30X50).....	181
Tableau VI. 6: Ferrailage des poutres secondaire (30X45)	182
Tableau VI. 7: sections de ferrailage des poutres porteuses selon la plus sollicitation accidentelle	182
Tableau VII. 1: Efforts normaux et moments appliqués sur les fondations.....	186
Tableau VII. 2: Sections des semelles filantes	188
Tableau VII. 3: Choix de hauteur des nervures	191

Tableau VII. 4: Contraintes sous le radier à l'ELU	195
Tableau VII. 5: Contraintes sous le radier à l'ELS	195
Tableau VII. 6: Calcul des moments à l'ELU	197
Tableau VII. 7: Calcul des moments à l'ELS	197
Tableau VII. 8: Ferrailage des Panneaux du Radier	198
Tableau VII. 9: Vérifications CNF	198
Tableau VII. 10: Vérification des contraintes	199
Tableau VII. 11: Redimensionnement des Armatures	199
Tableau VII. 12: Vérification des contraintes (correction).....	199
Tableau VII. 13: Ferrailage des nervures (sens non porteur)	200
Tableau VII. 14: Ferrailage des nervures (sens porteur)	200
Tableau VII. 15: Vérification de la condition de non fragilité	200
Tableau VII. 16: Vérification des contraintes à l'ELS	201
Tableau VII. 17: Vérification des contraintes à l'ELS (correction)	201
Tableau VII. 18: Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier	205
Tableau VII. 19: Ferrailage du Voile Périphérique	208
Tableau VII. 20: Vérification des Contraintes à l'ELS	209

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.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- q_{ref} : Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.

-
- ξ : Déformation relative.
 - V_0 : Effort tranchant a la base.
 - $E.L.U$: Etat limite ultime.
 - $E.L.S$: Etat limite service.
 - N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 - N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 - T_u : Effort tranchant ultime.
 - T : Effort tranchant, Période.
 - S_t : Espacement.
 - λ : Elancement.
 - e : Epaisseur, Indice des vides.
 - N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
 - 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.
 - W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
 - S_r : Degré de saturation.
 - γ_d : Poids volumique sèche.
 - γ_h : Poids volumique humide.
 - γ_{sat} : Poids volumique saturé.
 - W_{sat} : Teneur en eau saturé.
 - W_L : Limite de liquidité.
 - W_p : Limite de plasticité.
 - 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.
 - P : Rayon moyen.
 - f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 - f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.

-
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 - K : Coefficient de raideur de sol.
 - S_c : Tassement oedométrique.
 - S_c^T : Tassement total.
 - S_c^{adm} : Tassement admissible.
 - δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 - Y : Position de l'axe neutre.
 - I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tels que : les séismes, l'inondation, le vent...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques (Règlement Parasismique Algérien "**RPA99 version 2003**") et le **CBA93**, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Notre projet porte sur l'étude d'une tour (RDC+8+1SS) à usage multiple (d'habitation, service et local), L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

Chapitre I : constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Chapitre II : qui est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique.

Chapitre III : Dans ce chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons, les dalle machine).

Chapitre IV : qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par l'ETABS **version.18.1.0**, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures.

Chapitre V : porte sur l'étude thermique de la structure sachant que la longueur de cette dernière dépasse 30m, dans la zone nord de l'Algérie (climat tempère) les températures varient de +35°ce -15°C.

Chapitre VI : Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**.

Chapitre VII : consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels ; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Ce projet porte sur l'étude d'une structure a usage multiple, l'ouvrage sera implanté à BLIDA qui est classée comme zone de forte sismicité (*Zone III*) selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003*) [1].

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment, cette structure est composée de :

Le bâtiment : est composé de :

- ➔ Rez-de-chaussée (commerce et service).
- ➔ 8 étages(habitation).
- ➔ Sous-Sol(parking).

I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE**I.3.1 Dimensions en élévation :**

- ➔ Hauteur du sous-sol2,90 m.
- ➔ Hauteur de RDC.....3,50 m.
- ➔ Hauteur d'étage 13,06 m.
- ➔ Hauteur d'étage courant3,06 m.
- ➔ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)27,98 m.
- ➔ Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère).....28,58 m.

I.3.2 Dimensions en plan :

- ➔ Longueur totale43,12 m.
- ➔ Largeur totale26,40 m.

I.3.3 Ossature de l'ouvrage :

Le bâtiment est constitué par des portiques et des voiles et mixte suivant les deux sens, donc d'après (*RPA 99 version 2003*) [1] le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte portiques/voiles avec interaction ».

I.3.4 Classification du bâtiment selon l'importance de l'ouvrage (RPA 99 versions 2003) [1]

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « *groupe 2* », car il est à usage multiple (habitation, service, local) dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.3.5 Planchers :

Vu la forme géométrique, les dimensions et en fonction de l'usage du plancher, nous avons opté pour trois types de planchers :

- Plancher en corps creux (terrasse, étages courants, RDC) pour l'économie de l'ouvrage.
- Plancher en dalle pleine (sous-sol, balcon, escalier, dalle pleine) pour les charges n'est pas le même à l'étage habitation.

I.3.6 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ➔ Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- ➔ Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.7 Escaliers :

- ➔ La structure comporte deux cages d'ascenseurs et deux cages d'escaliers du rez-de-chaussée au 8ème étage.

I.4 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

L'objectif de cette partie est de présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés en Béton Armé.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en

béton armé (*BAEL99*) [2] et à la réglementation en vigueur en Algérie (*RPA99version 2003*) [1], (*CBA93*). [3]

I.4.1 Le Béton

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau composé de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Granulats** : pour un béton normal, les dimensions des granulats sont compris entre :
 $0,2 \text{ mm} < C_g < 25\text{mm}$.
- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel CEMI, mélangé avec de l'eau et des adjuvants.
- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

b. Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm et de hauteur 32cm (section 200 cm²).

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{C28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{C28} \end{cases}$$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : *30MPa*.

c. Résistance à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

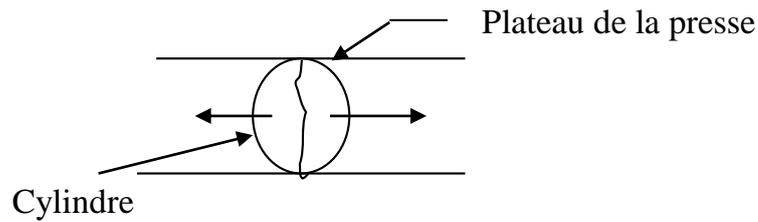


Figure I. 1: Essai Brésilien

3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

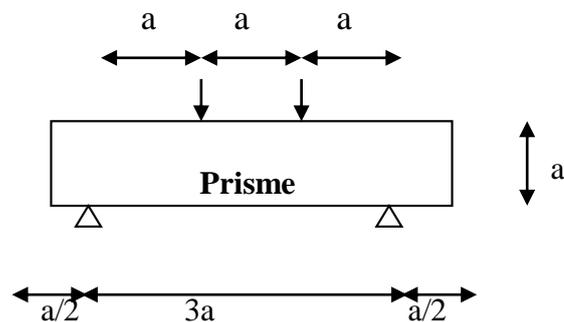


Figure I. 2: Traction par flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (MPa)$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa et } f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$$

on trouve **FeE500**

d. Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

d.1. Déformation instantanée « E_{ij} » : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$$

D'ou : $E_{i28} = 34179,55 \text{ MPa}$.

d.2. *Déformation différée* « E_{vj} » : les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$$

D'où : $E_{v28} = 11496,76 \text{ MPa}$.

e. *Coefficient de Poisson* :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \dots \text{Pour les justifications aux états limites de services (béton non fissuré).} \\ \nu = 0 \dots \text{Dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).} \end{array} \right.$$

f. *Poids volumique* :

On adopte la valeur $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

g. *Les contraintes limites de calcul* :

g.1. *États Limites Ultime (ELU)* :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

- 0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

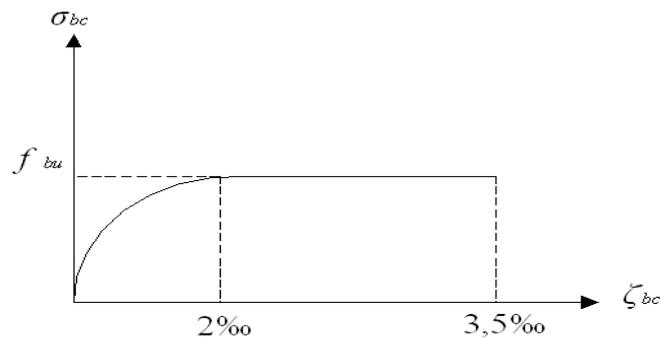


Figure I. 3: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

g.2. États Limites de Service (ELS) :

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

- ➔ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- ➔ L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- ➔ L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

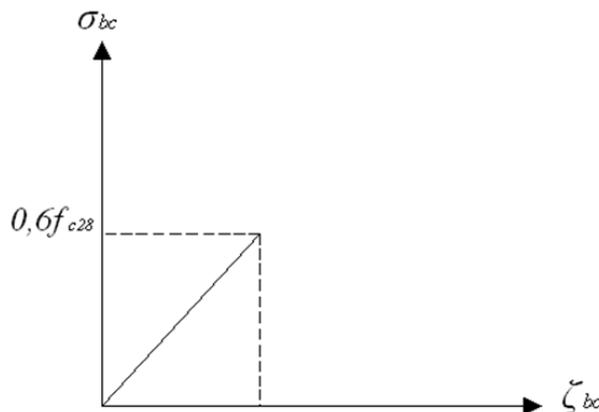


Figure I. 4: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

I.4.2 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a. Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le **BAEL99** [3] dans le tableau suivant :

Tableau I. 1: Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse Barre à haute adhérence	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Barre à haute adhérence	FeE500	500	14	580

b. Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à :

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa.}$$

c. État Limite Ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :

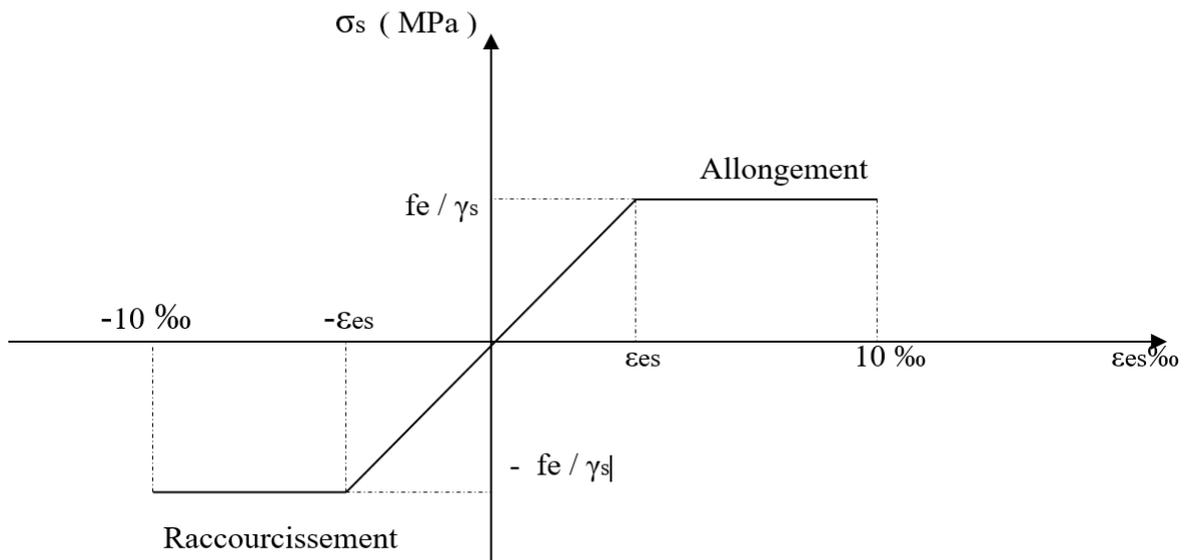


Figure I. 5: Diagramme contrainte déformations de l'acier à l'ELU

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,00 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 2,10^5 \text{ MPa}$$

- ϵ_s : Allongement relatif de l'acier :

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

- Pour les aciers *FeE500* on a :

$$\zeta_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 2,07\%$$

d. État Limite de Service (ELS) :

C'est l'état ou on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max} (0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 \text{MPa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_c = 0,8 * \bar{\sigma}_s$

$$0,8 \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max} (0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 200 \text{ MPa}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \dots\dots\dots \text{Acier rond lisse.} \\ \eta = 1,6 \dots\dots\dots \text{Acier à haute adhérence.} \end{array} \right.$

e. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.5 HYPOTHESES DE CALCUL

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

I.5.1 État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de Bernoulli).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

I.5.2 État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

CHAPITRE II :
PREDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « **RPA99 version 2003 [1] et CBA.93 [2]** », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2 PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES

II.2.1 Plancher en corps creux (terrasse, étages courants, RDC)

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armée et des éléments de coffrage « les entres vous », corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\frac{l}{25} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

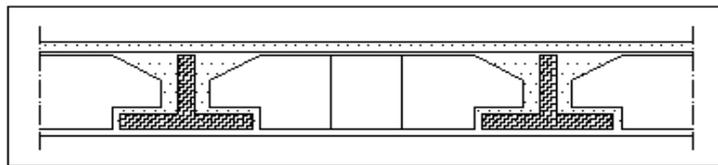


Figure II. 1: Dalle en corps creux

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

l : La distance maximale de la poutre (entre nus d'appuis dans le sens secondaire).

Selon le *RPA 99* pour la zone III $Min(a,b)=30\text{ cm}$.

$$L_{\max} = 6,55 - 0,30 = 6,25\text{m.}$$

$$25\text{ cm} < e < 31,25\text{ cm.}$$

Nous adoptons pour un plancher de 25 cm.

Hauteur du corps creux = 20 cm.

Hauteur de la dalle de compression = 5 cm.

On prend : (20+5) cm.

II.2.2 Planchers dalle pleine (sous-sol, balcon, escaliers, dalle machine)

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

$e = 7$ cm Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : **$e = 11$ cm.**

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA.93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **$e = 16$ cm.**

- **Résistance à la flexion :**

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

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

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

Avec l_x : La petite portée du panneau le plus sollicité. ($l_x = 6,00$ m).

On aura donc : $12 \leq e \leq 15$ (cm).

On limite donc notre épaisseur à : **$e = 15$ cm.**

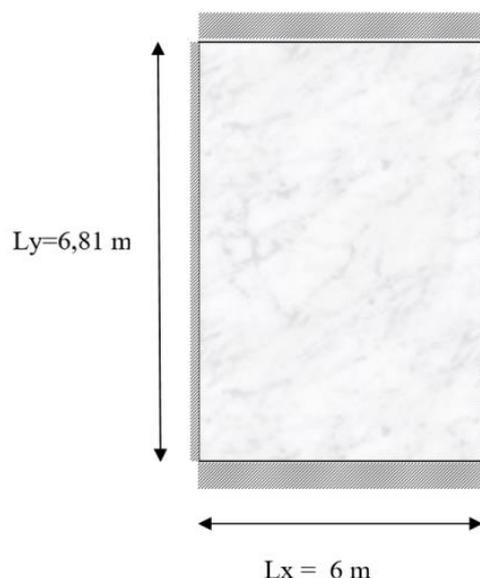


Figure II. 2: dimensions du panneau le plus sollicité

Conclusion :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 25$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 20 cm et une dalle de compression de 5 cm (20+5).
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 16 cm.

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

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

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible

a. Charges permanentes : [5]

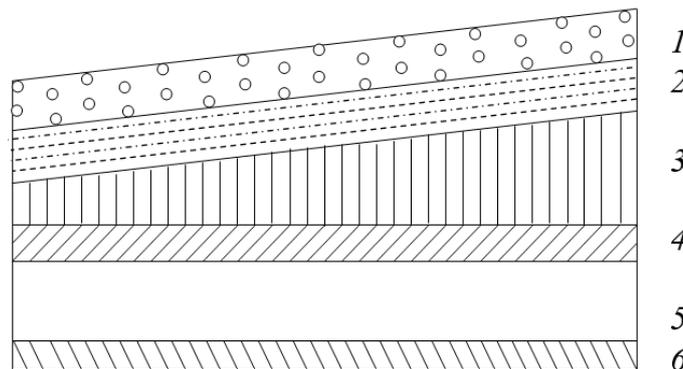


Figure II. 3: Coupe verticale du plancher terrasse (corps creux)

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1- protection gravier	5	17	0.85
2-Etanchéité multi couche	2	6	0.12
3-Isolation thermique	5	3	0.15
4-Forme de pente	10	22	2.2
5-Dalle à corps creux (20+5)	-	3.20	3.20
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20

$G=6,72kN/m^2$

b. Surcharge d'exploitation : [5]

Terrasse inaccessible :

$Q=1,00kN/m^2$

II.3.2 PLANCHER ETAGE COURANT

a. Charges permanentes : [5]

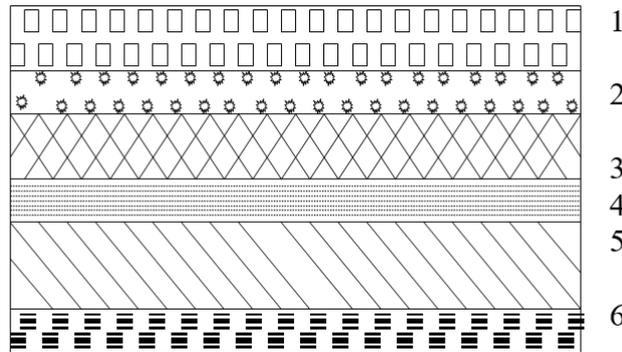


Figure II. 4: Coupe verticale du plancher courant (corps creux)

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	2	18	0.36
4- Dalle à corps creux(20+5)	-	3.20	3.20
5- Enduit de plâtre	2	10	0.20
6-Brique creux	10	-	1.00

$G=5,60kN/m^2$

b. Charge d'exploitation : [5]

Habitation

$Q=1,50kN/m^2$

II.3.3. Plancher sous-sol (parking)

a. Charges permanentes : [5]

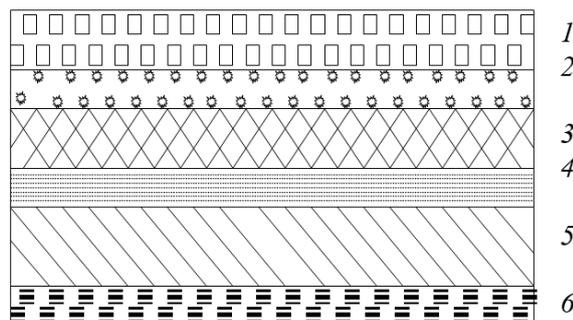


Figure II. 5: Coupe verticale du plancher courant (dalle pleine)

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	2	18	0.36
4- Dalle plein	16	25	4
5- Enduit de plâtre	2	10	0.20
6-Brique creux	10	-	1.00

$$G=6,40kN/m^2$$

b. Charge d'exploitation : [5]

- R.D.C, 1er étage (commerce). $Q = 2,5 KN/m^2$
- à partir 2eme, 8 étages (habitation). $Q = 1,5 KN/m^2$
- Sous-sol (parking). $Q = 2,5 KN/m^2$

II.3.3 MAÇONNERIE

Murs extérieurs :

a. Charges permanentes : [5]

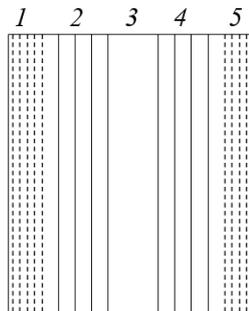


Figure II. 6: Mur extérieur

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Brique creux	15	9	1.30
3-Ame d'air	5	0	0
4-Brique creux	10	9	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

$$G=2,76kN/m^2$$

II.3.4 BALCONS

a. Charges permanentes : [5]

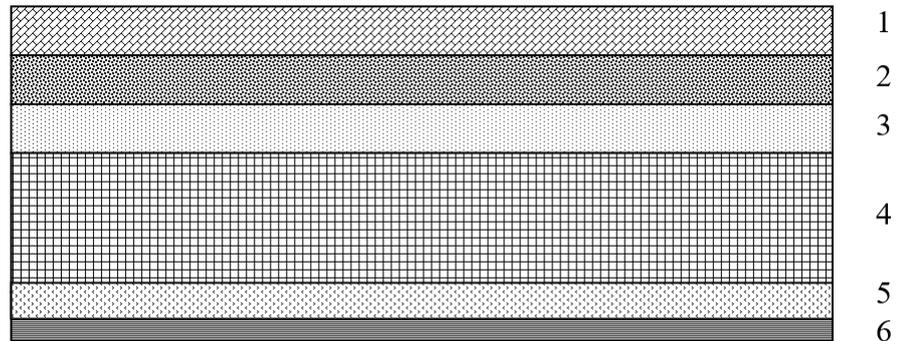


Figure II. 7: Coupe verticale du plancher balcon

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	2	18	0.36
4- Dalle plein	16	25	4
5- Enduit de plâtre	2	10	0.20
6-Brique creux	10	9	1.00

$$G=6,40\text{kN/m}^2$$

b. Charge d'exploitation : [5]

$$Q=3,50\text{kN/m}^2$$

II.3.5 GARDE CORPS

a. Charges permanentes : [5]

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Enduit ciment extérieur	2	18	0.72
2 -Maçonnerie simple paroi	10	9	0.90
3- Enduit plâtre intérieur	2	10	0.20

$$G=2,34\text{ kN/m}^2$$

II.4 PRÉDIMENSIONNEMENT

II.4.1 LES PORTIQUES

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

II.4.1.1. LES POUTRES

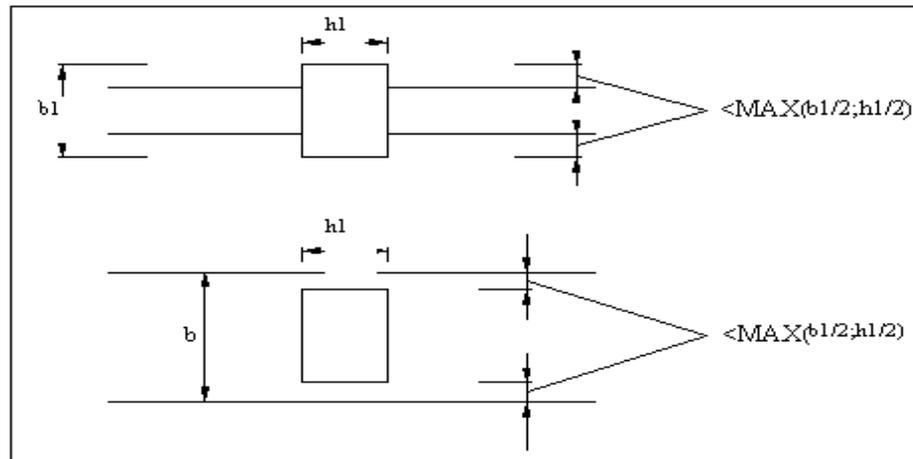


Figure II. 8: Dimensions à respecter pour les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- 1-Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « *BAEL 91 modifié 99* » [3] et vérification selon « *RPA 99 version 2003* » [1].
- 2-Vérification de la flèche pour la section choisie.

a. Poutres principales (porteuses) :

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [3] :

Il y a une poutre principale $l=7,11-0,30= 6,81$ m.

$$* \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

Détermination de la hauteur « h » :

On a : $L=6,81m$

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

$$\frac{681}{15} \leq h \leq \frac{681}{10}$$

$$45,4 \text{ cm} \leq h \leq 68,1 \text{ cm}$$

On prend : $h=50cm$

➤ **Détermination de la largeur « b » :**

$h = 50 \text{ cm}$

$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$

$15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$

On prend : $b=30cm$

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » page 51 [1] : (Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ —————→ $30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ —————→ $50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $h/b < 4$ —————→ $50/30 = 1,66 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.

- **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots \text{[6]}$$

$$\frac{50}{681} = 0,073 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Poutres secondaires (non porteuses) :

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [2] :

* $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

* $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Détermination de la hauteur « h » :

On a : $L=6,55-0,3 = 6,25m$

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

$$\frac{625}{15} \leq h \leq \frac{625}{10}$$

$41,66 \text{ cm} \leq h \leq 62,5 \text{ cm}$

On prend : $h=45cm$

➤ **Détermination de la largeur « b » :**

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend : $b=30\text{cm}$

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [1] : (Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right\}$$

- **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{45}{625} = 0,072 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Tableau II. 1: Dimensions finales des poutres

	<i>L (m)</i>	<i>RDC (commerce)</i>	<i>1^{er} étage (service)</i>	<i>étage courant (habitation)</i>	<i>terrasse</i>
Poutres principales (porteuses)	6,81	30x50	30x50	30x50	30x50
Poutres secondaires (Non porteuses)	6,25	30x45	30x45	30x45	30x45

II.4.1.2. LES POTEAUX

a. Principe :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire ; un poteau central, un poteau de rive, un poteau d'angle.

Concernant chaque type de poteau, en lui affectant la surface du plancher chargée revenant à celui-ci, est on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, en appliquant la **loi de dégression** des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement (de calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation forfaitaire de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section de poteau est alors calculée aux états limites vis-à-vis de la compression du béton.
- Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S ($N_{ser}=N_G+N_Q$).

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 (1) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa} .$$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **(RPA99) [I] (zone III)**.

- $Min (a,b) \geq 30 \text{ cm}$
- $Min (a,b) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{l}{4} < \frac{a}{b} < 4$

Avec :

(a,b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour les poteaux une section carrée ($a=b$).

c. Loi de dégression : [5]

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.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par “**BAEL 91modifié 99**” [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.

Tableau II. 2: Dégression de la surcharge

Niveau des planchers	Surcharge (kN/m ²)	∑ surcharge	∑ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀ =1	∑ ₀ =Q ₀	1
P8	Q ₁ =1.5	∑ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,5
P7	Q ₂ =1.5	∑ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
P6	Q ₃ =1.5	∑ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
P5	Q ₄ =1.5	∑ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
P4	Q ₅ =1.5	∑ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00
P3	Q ₆ =1.5	∑ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
P2	Q ₇ =1.5	∑ ₇ =Q ₀ +0,71 (Q ₁ +.....+Q ₇)	8,50
P1	Q ₈ =2.5	∑ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₈)	9,97
P. RDC	Q ₉ =2.5	∑ ₉ =Q ₀ +0,67(Q ₁ +.....+Q ₉)	11,34
P. SS1	Q ₁₀ =2,5	∑ ₁₀ =Q ₀ +0,65(Q ₁ +.....+Q ₁₀)	12,7

Dimensionnement des poteaux :

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

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

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) $= 1,35G + 1,5Q$.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

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

l_f : Longueur de flambement.

i : 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 ($B = a \times b$).

* 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 ($f_e = 500 \text{ MPa}$).

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$).

* A_s : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$).

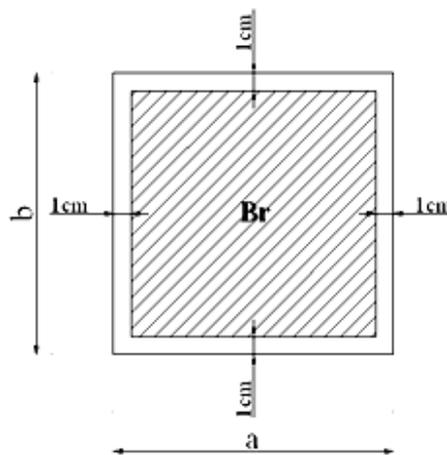


Figure II. 9: Section Réduite du Poteau Carré

* Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [3] :

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

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 carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,053N_u$$

d. Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [1] :

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

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

Avec :

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

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

- Les poteaux les plus sollicités sont :

Poteau central AXE (H, 2) : $S = 37,02 \text{ m}^2$.

Poteau de rive AXE (I, 2) : $S = 18,02 \text{ m}^2$.

Poteau d'angle AXE (E, 3) : $S = 10,2 \text{ m}^2$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Les poteaux centraux axe (H, 2) : $S = 37,02 \text{ m}^2$

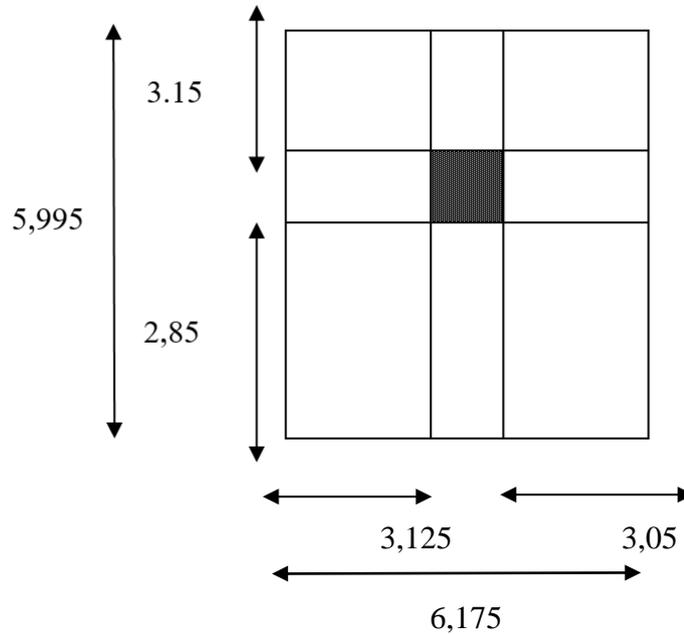


Figure II. 10: Surface revenant au poteau central

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,72 \times 37,02 = 248,77 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,06 \times (0,30)^2 \times 25 = 6,88 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,50 \times 5,995 \times 25 = 22,48 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,45 \times 6,175 \times 25 = 20,84 \text{ kN}$
- G = 298,97 KN**

- Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage : $G_8 = G = 298,97 \text{ KN}$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage :

- Poids du plancher courant $G \times S = 5,60 \times 37,02 = 207,31 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,06 \times (0,30)^2 \times 25 = 6,88 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,50 \times 5,995 \times 25 = 22,48 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,45 \times 6,175 \times 25 = 20,84 \text{ kN}$
- G = 257,51 kN**

- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage : $G_7 = G_7 + G = 556,48 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage : $G_6 = G_7 + G = 813,99 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + G = 1071,50 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + G = 1329,01 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + G = 1586,52 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + G = 1844,03 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 1^{ème} étage : $G_1 = G_2 + G = 2101,54 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC :

- Poids du plancher $G_x S = 5,60 \times 37,02 = 207,31 \text{ kN}$

- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,50 \times (0,30)^2 \times 25 = 7,87 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,50 \times 5,995 \times 25 = 22,48 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,45 \times 6,175 \times 25 = 20,84 \text{ kN}$

$$G = 258,50 \text{ kN}$$

- Poids revenant au poteau du RDC : $G_R = G_1 + G = 2360,042 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol 1 :

- Poids du plancher sous sol $G_x S = 6,40 \times 37,02 = 236,93 \text{ kN}$

- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 2,90 \times (0,30)^2 \times 25 = 6,52 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,50 \times 5,995 \times 25 = 22,48 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,45 \times 6,175 \times 25 = 20,84 \text{ kN}$

$$G = 286,77 \text{ kN}$$

- Poids revenant au poteau du SOUS SOL1 : $G_{SS1} = G_R + G = 2646,81 \text{ kN}$

Exemple de calcul :

Etude de 8^{ème} étage :

$$N_{G8} = 298,97 \text{ kN}$$

$$N_{Q8} = Q \times S = 2,5 \times 37,02 = 92,55 \text{ kN}$$

$$N_{u8} = 1,35 N_{G8} + 1,5 N_{Q8} = 542,43 \text{ kN}$$

$$Br \geq 0,053 N_{u8} \quad \dots \quad Br \geq 28,74 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a = b$$

$$\text{Donc : } a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1895 \text{ m}$$

$$a = b = 18,95 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 pour la zone III $\text{Min}(a, b) = 30 \text{ cm}$.

Le choix: $a = b = 30 \text{ cm}$

Vérification de la section à l'ELS :

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 391,52 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a \times b)$$

Avec : $B = a \times b = 900 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{ser} = 2,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Tableau II. 3: Choix des sections des poteaux centraux

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (Mpa)
P8	298,97	92,55	542,43	287,44	18,95	30x30	391,52	2,12
P7	556,48	142,52	965,03	511,46	25,26	30x30	699	3,80
P6	813,99	186,95	1379,31	731,03	29,04	35x35	1000,94	4,30
P5	1071,50	225,82	1785,25	946,18	32,76	35x35	1297,32	5,57
P4	1329,01	259,14	2182,87	1156,92	36,01	40x40	1588,15	5,52
P3	1586,52	286,90	2572,15	1363,32	38,92	40x40	1873,42	6,52
P2	1844,03	314,67	2961,45	1569,57	41,62	45x45	2158,7	6,20
P1	2101,54	369,08	3390,69	1797,06	44,39	45x45	2470,62	7,10
P.RDC	2360,042	419,80	3815,75	2022,35	46,97	50x50	2779,84	6,71
P.SSI	2646,81	470,15	4278,42	2267,56	49,62	50x50	3116,96	7,53

Les poteaux de rives axe (I, 2) : $S = 17,57 \text{ m}^2$

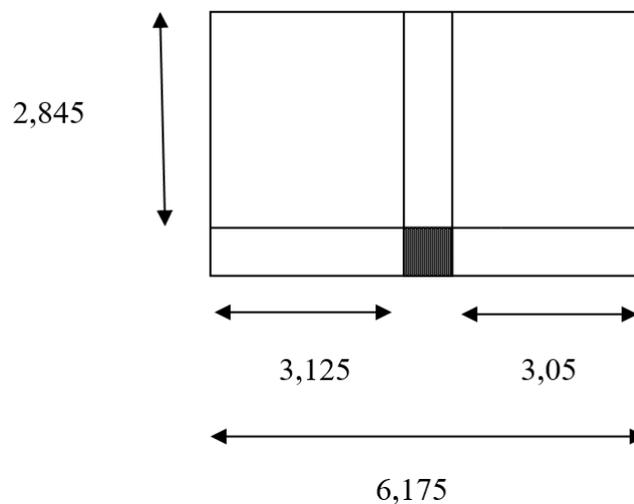


Figure II. 11: Surface revenant au poteau de rive

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage :

- Poids du plancher terrasse $GxS=6,72x17,57=118,07 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = 3,06 x (0,30)^2 x 25 = 6,88 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = 0,30 x 0,50 x 2,845 x 25 = 10,67 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = 0,30 x 0,45 x 6,175 x 25 = 20,84 \text{ kN}$
 - Poids de l'acrotère $L_{pp} x G \text{ acrotère} = 6,175 x 2,23 = 13,77 \text{ kN}$
- $G=170,23 \text{ kN}$**

- Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage : $G_8 = G = 170,23 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage :

- Poids du plancher courant $GxS=5,60x17,57=98,39 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = 3,06 x (0,30)^2 x 25 = 6,88 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = 0,30 x 0,50 x 2,845 x 25 = 10,67 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = 0,30 x 0,45 x 6,175 x 25 = 20,84 \text{ kN}$
 - Poids du mur... $L_{pp} x h \text{ mur} x G \text{ mur} = 6,175 x 3,06 x 2,76 = 52,15 \text{ kN}$
- $G=188,93 \text{ kN}$**

- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage : $G_7 = G_8 + G = 359,16 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage /

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage : $G_6 = G_7 + G = 529,39 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + G = 699,62 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + G = 869,85 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + G = 1040,08 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + G = 1210,31 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 1^{ème} étage : $G_1 = G_2 + G = 1380,54 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC :

- Poids du plancher courant $GxS=5,60x17,57=98,39 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = 3,50 x (0,30)^2 x 25 = 7,88 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = 0,30 x 0,50 x 2,845 x 25 = 10,67 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,45 \times 6,175 \times 25 = 20,84 \text{ kN}$

- Poids du mur... .. $L_{pp} \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = 6,175 \times 3,06 \times 2,76 = 52,15 \text{ kN}$

$G = 189,93 \text{ kN}$

- Poids revenant au poteau du RDC : $G_R = G_1 + G = 1570,47 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous-sol 1 :

- Poids du plancher sous-sol $G \times S = 6,40 \times 17,57 = 112,45 \text{ kN}$

- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 2,90 \times (0,30)^2 \times 25 = 6,52 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale . . . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,50 \times 2,845 \times 25 = 10,67 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,45 \times 6,175 \times 25 = 20,84 \text{ kN}$

$G = 150,48 \text{ kN}$

- Poids revenant au poteau du SOUS SOL1 : $G_{SS1} = G_R + G = 1720,95 \text{ kN}$

Tableau II. 4: Choix des sections des poteaux de rive

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (Mpa)
P8	170,23	43,92	295,69	156,71	14,52	30x30	214,15	2,06
P7	359,16	67,64	586,32	310,75	19,63	30x30	426,80	4,12
P6	529,39	88,73	847,77	449,32	23,20	30x30	618,12	4,39
P5	699,62	107,18	1105,25	585,78	26,20	30x30	806,80	5,73
P4	869,85	122,99	1358,78	720,15	28,83	30x30	992,84	5,40
P3	1040,08	136,17	1608,36	852,43	31,19	35x35	1176,25	6,39
P2	1210,31	149,34	1857,93	984,70	33,42	35x35	1359,65	5,84
P1	1380,54	175,17	2126,48	1127,03	35,57	40x40	1555,71	6,68
P.RDC	1570,47	199,24	2418,99	1282,06	37,80	40x40	1769,71	6,15
P.SS1	1720,95	223,14	2657,99	1408,73	39,53	40x40	1944,09	6,76

Les poteaux d'angles axe (E 3) : $S = 10,20 \text{ m}^2$

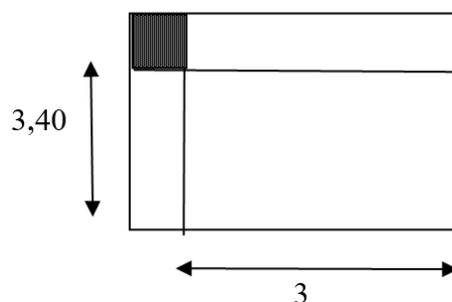


Figure II. 12: Surface revenant au poteau d'angle

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage :

- Poids du plancher terrasse $GxS=6,72x10,20=68,54 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = 6x(0,30)^2 x 25 = 6,88 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = 0,30x0,50x3,40x25 = 12,75 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = 0,30x0,45x3x25 = 10,12 \text{ kN}$
 - Poids de l'acrotère $L_{pp} x G \text{ acrotère} = 6,4 x 2,23 = 14,27 \text{ kN}$
- $G=112,56 \text{ KN}$**

- Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage : $G_8 = G = 112,56 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage :

- Poids du plancher courant $GxS=5,60x10,2 = 57,12 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = 3,06x(0,30)^2 x 25 = 6,88 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = 0,30x0,50x3,40x25 = 12,75 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = 0,30x0,45x3x25 = 10,12 \text{ kN}$
 - Poids du mur... .. $L_{pp} x h \text{ mur} x G \text{ mur} = 6,4 x 3,06 x 2,76 = 54,05 \text{ kN}$
- $G=140,92 \text{ KN}$**

- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage : $G_7 = G_8 + G = 253,48 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage /

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage : $G_6 = G_7 + G = 366,04 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + G = 478,60 \text{ KN}$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + G = 591,16 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + G = 703,72 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + G = 816,28 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 1^{ème} étage : $G_1 = G_2 + G = 928,84 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC :

- - Poids du plancher courant $GxS=5,60x10,20=57,12 \text{ kN}$
- - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = 3,50x(0,30)^2 x 25 = 7,88 \text{ kN}$
- - Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = 0,30x0,50x3,40x25 = 12,75 \text{ kN}$
- - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = 0,30x0,45x3x25 = 10,12 \text{ kN}$

- Poids du mur... $L_{pp} \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = 6,40 \times 3,06 \times 2,76 = 54,05 \text{ kN}$

$$G=141,92 \text{ KN}$$

- Poids revenant au poteau du RDC : $G_R = G_1 + G = 1070,76 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous-sol 1 :

- Poids du plancher sous-sol $G \times S = 6,40 \times 10,20 = 65,28 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 2,90 \times (0,30)^2 \times 25 = 6,52 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,50 \times 3,40 \times 25 = 12,75 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,45 \times 3 \times 25 = 10,12 \text{ kN}$

$$G=94,67 \text{ KN}$$

- Poids revenant au poteau du SOUS SOL1 : $G_{SS1} = G_R + G = 1165,43 \text{ kN}$

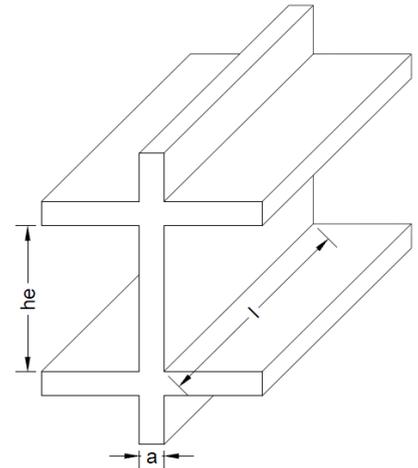
Tableau II. 5: Choix des sections des poteaux d'angle

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (Mpa)
P8	112,56	25,5	190,20	100,81	12,04	30x30	138,06	1,33
P7	253,48	39,27	401,10	212,58	16,58	30x30	292,75	2,82
P6	366,04	51,51	571,42	302,85	19,40	30x30	417,55	4,03
P5	478,60	62,22	739,44	391,90	21,79	35x35	540,82	3,84
P4	591,16	71,40	905,17	479,74	23,90	35x35	662,56	4,70
P3	703,72	79,05	1068,60	566,36	25,80	40x40	782,77	4,25
P2	816,28	86,70	1232,03	652,97	27,55	40x40	902,98	4,91
P1	928,84	101,69	1406,47	745,43	29,30	40x40	1030,53	5,60
P.RDC	1070,76	115,67	1619,03	858,08	31,29	45x45	1186,43	5,09
P.SS1	1165,43	129,54	1767,64	936,85	32,61	45x45	1294,97	5,56

Tableau II. 6: Choix final

Niveaux	Choix
P8	30x30
P7	30x30
P6	35x35

<i>P5</i>	35x35
<i>P4</i>	40x40
<i>P3</i>	40x40
<i>P2</i>	45x45
<i>P1</i>	45x45
<i>P.RDC</i>	50x50
<i>P.SS1</i>	50x50



II.4.1.3. LES VOILES

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Figure II. 13: Coupe d'un voile en élévation

$$a_{min} \geq \max\left\{15\text{cm}; \frac{h_e}{20}\right\} \quad (\text{Art : 7-7-1})$$

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage libre.

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [1], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

Pour étage courant

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

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 12,8\text{cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 15\text{cm}$$

Pour le RDC

$$h_e = (3,50 - 0,50) = 3 \text{ m.}$$

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

Pour le sous-sol

$$h_e = (2,90 - 0,50) = 2,40 \text{ m.}$$

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 12\text{cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 15\text{cm}$$

Conclusion:

Donc On adopte l'épaisseur des voiles :

$a = 15 \text{ cm}$ pour le RDC et le sous-sol et les étages courants.

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [1] : $a_{min} = 15\text{cm}$

$a = 15 \text{ cm} \geq a_{min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifie}$

CHAPITRE III :
CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES

INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dalle machine dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement «*BAEL 91 modifié 99*» [3] en respectant le règlement parasismique Algérien «*RPA 99 version 2003*» [1].

III.1 ACROTÈRE

III.1.1 INTRODUCTION

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

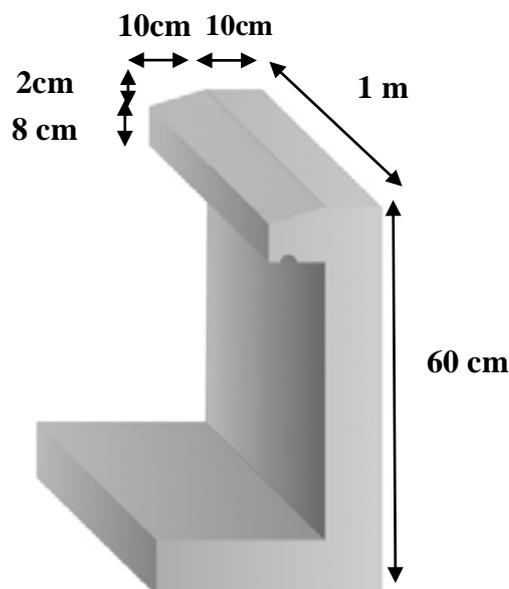


Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère

III.1.2 EVALUATION DES CHARGES

a. Charge d'exploitation : [5]

- $Q=1,00kN/ml$ (main courante)

b. Charges permanentes : [5]

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2cm$; $\rho=18kN/m^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504 \text{ kN / ml}$$

$$G=2,229kN/ml$$

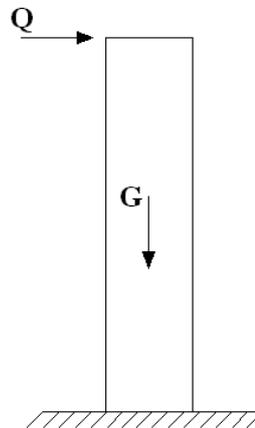


Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère

- L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_p W_p$ [1]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$]...groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = $2,229kN$.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229 = 1,78kN$.

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,78 \text{ kN} \\ 1,5 Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,78 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G=2,229\text{kN/ml} \text{ et } Q=1,78\text{KN/ml}$$

III.1.3 CALCUL DES EFFORTS

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU :

$$N_u=1,35G=3,009\text{kN}$$

$$M_u=Q_h h=1,602\text{kNm}$$

$$T_u=Q_h=2,67\text{kN}$$

ELS :

$$N_{ser}=G=2,229\text{kN}$$

$$M_{ser}=Q_h h=1,068\text{kNm}$$

$$T_{ser}=Q_h=1,78\text{kN}$$

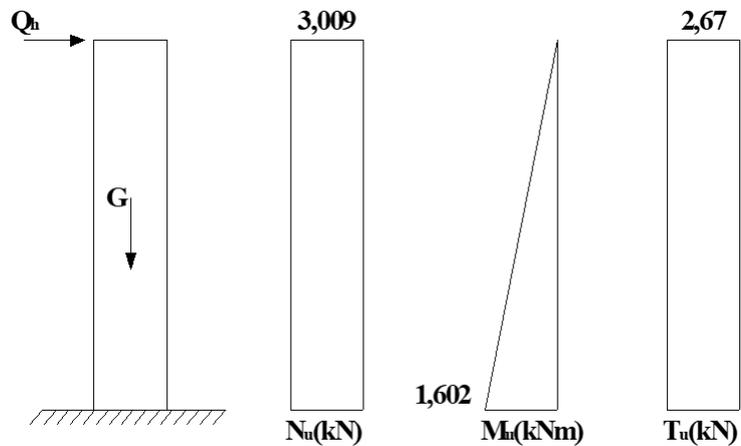
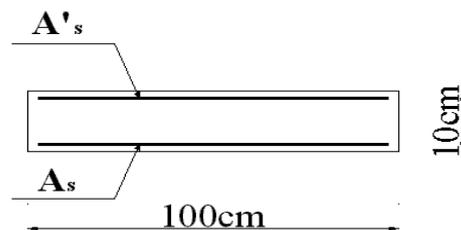


Figure III. 3: diagrammes des efforts à ELU

III.1.4 FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

$$e=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=30\text{MPa} ; \sigma_{bc}=17\text{MPa} ; c=c'=2\text{cm} ; f_e=500\text{MPa}$$



Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,602}{3,009} = 53,24 \text{ cm} \left. \vphantom{e_0} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

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

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

Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,012$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,946 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,015 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10 \% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 43,43 \text{ mm}^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 36,51 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,37 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5 VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON « BAEI 91 MODIFIÉ 99 » [3]

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

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

Avec :

$$f_{t28}=2,4MPa ; f_e=500MPa ; b=100cm ; d=9cm$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{0,9 \text{ cm}^2 ; 0,99 \text{ cm}^2\} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $4T8=2,01 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } s_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.1.6 ARMATURES DE RÉPARTITIONS

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } 4T8=2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } s_r = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18 \text{ cm}$$

III.1.7 VÉRIFICATION À L'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,91 \text{ cm}$$

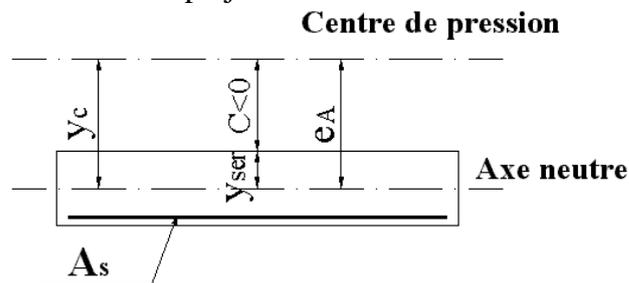


Figure III. 4: distance de l'axe neutre

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

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le «BAEL 91 modifié 99» [3], on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec :

$$n = 15 ; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876,88 \end{array} \right. \text{ et}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4P^3}{27} \right) = -2,261 \cdot 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 39,16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 90 \text{ cm}$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{cases}$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 1900,79 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117 \cdot 10^3 \times 46,13 \cdot 10}{1900,79 \cdot 10^4} \right) \times 31,3 = 1,608 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 45,238 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,708 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.1.8 VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,67 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,029 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

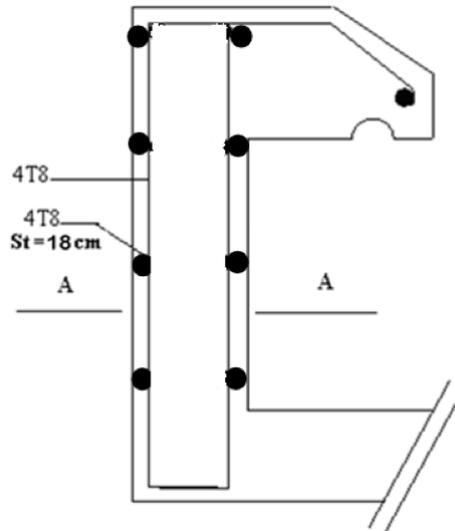


Figure III. 5: ferrailage de l'acrotère

III.2 ETUDE DES PLANCHERS

III.2.1 INTRODUCTION

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

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

III.2.2 PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (20x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

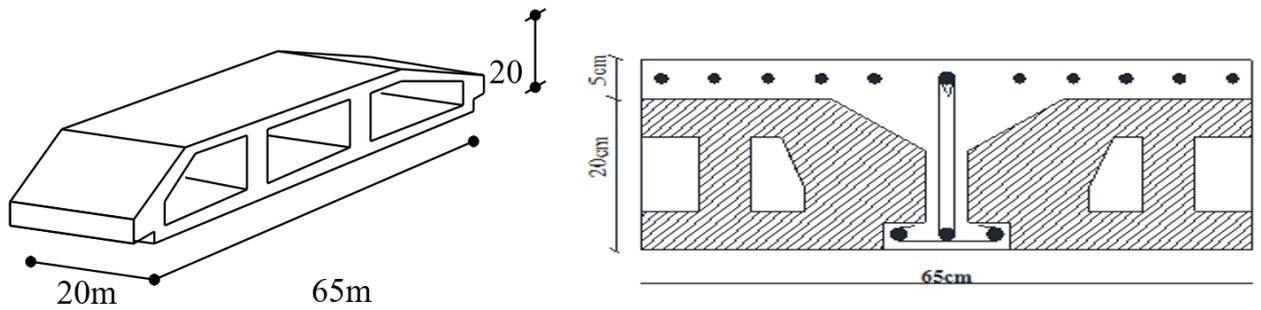


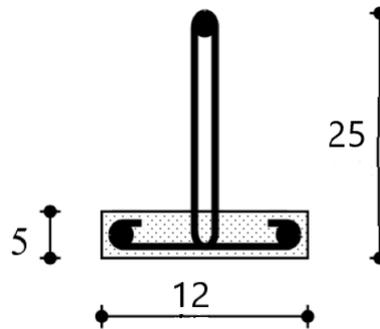
Figure III. 6: coupe du plancher corps creux

a. Etude des poutrelles :

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

a.1. Dimensions des poutrelles :

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 25 \text{ cm} & ; & h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$



a.2. Calcul des moments :

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

a.2.1. Méthode forfaitaire : [3]

a.2.1.1. Domaine d'application :

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

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

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

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

Moment sur appuis :

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

a.2.2. Méthode de CAQUOT : [3]

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode :

Moment sur appuis :

- * $M_a = 0,15 M_0$ Appuis de rives
- * $M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$ Appuis int ermédiaire s

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Moment en travée :

$$M_t(x) = - \frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

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

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

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

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

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

$l'=l$pour une travée de rive.

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

Où « l » représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant :

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

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

a.3.Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

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

1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=6,55m$.
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

Evaluation des charges et surcharges : [5]

➤ **Charges permanentes :**

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

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

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

➤ *Charges d'exploitation :*

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

Combinaison des charges :

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

$$ELS : q_{ser}=G+Q=2,62\text{kN/ml}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,66 \times (6,55)^2}{8} = 19,41 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (6,55)^2}{8} = 14,05 \text{ kNm}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU.

$$M_u=19,41\text{kNm} ; h = 5 \text{ cm} ; b=12\text{cm} ; d = 0,9h= 4.5 \text{ cm} ; \sigma_{bc}=17\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 4,70 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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 étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

2^{ème} 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 une poutrelle en "Té".

Evaluation des charges et surcharges : [5]

❖ *Plancher terrasse :*

a. Charge permanentes :

$$G=6,72 \times 0,65 = 4,37 \text{ kN/ml}$$

b .Surcharges d'exploitation :

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

❖ ***Plancher courant :***

a .Charge permanente :

$$G=5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ kN/ml}$$

b .Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/ml}$$

❖ ***Plancher RDC & 1^{er} étage :***

a .Charge permanente :

$$G=5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ kN/ml}$$

b .Surcharge d'exploitation :

$$Q=2,5 \times 0,65 = 1,62 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

➤ ***Plancher terrasse :***

$$ELU : qu = 1,35G + 1,5Q = 6,87 \text{ kN/ml}$$

$$ELS : qser = G + Q = 5,02 \text{ kN/ml}$$

➤ ***Plancher courant :***

$$ELU : qu = 1,35G + 1,5Q = 6,37 \text{ kN/ml}$$

$$ELS : qser = G + Q = 4,61 \text{ kN/ml}$$

Conclusion : Le plancher terrasse est le plus sollicité par rapport à l'étage courant.

➤ ***Plancher RDC 1^{er} étage :***

$$ELU : qu = 1,35G + 1,5Q = 7,34 \text{ kN/ml}$$

$$ELS : qser = G + Q = 5,26 \text{ kN/ml}$$

Le calcul se fera pour les poutrelles de plancher RDC/1^{er} étage et Plancher terrasse séparément.

Calcul des efforts internes :

1- Poutrelle à une travée :

$$q_u = 7,34 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = 5,26 \text{ kN/ml}$$



Calcul des moments :

$$ELU : M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 36,42 \text{ kNm}$$

$$ELS : M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 26,10 \text{ kNm}$$

-Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$

$$\begin{cases} M_{tu} = 30,96 \text{ kNm} \\ M_{tser} = 22,18 \text{ kNm} \end{cases}$$

-Moment sur appui : $M_a = 0,20M_0$

$$\begin{cases} M_{au} = 7,28 \text{ kNm} \\ M_{aser} = 5,22 \text{ kNm} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$ELU : T_u = \frac{q_u l}{2} = 23,12 \text{ kN}$$

$$ELS : T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 16,57 \text{ kN}$$

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

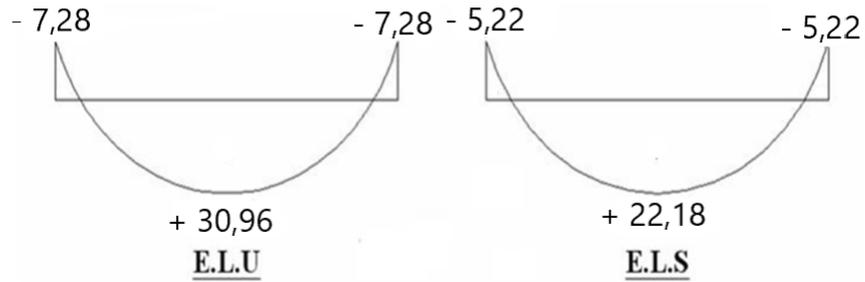


Figure III. 7: Moment fléchissant de la poutrelle à 01 travée

▪ *Effort tranchant :*

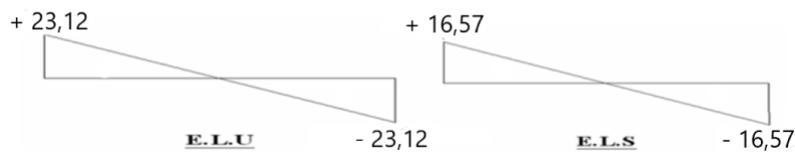
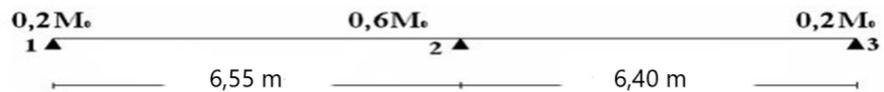


Figure.III.8 : Effort tranchant de la poutrelle à 01 travée

2- Poutrelle à deux travées :



$$q_u = 7,34 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = 5,26 \text{ kN/ml}$$

▪ **Application :**

$$1) \quad Q = 1,62 \text{ kN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 2G = 7,28 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.} \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \quad \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{6,40}{6,55} = 0,98 \Rightarrow 0,8 < 0,98 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

4) La fissuration est peu nuisible.

⇒ Alors cette méthode est applicable.

Calcul des moments :**1. ELU :**

-Travée 1-2

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{7,34 \cdot (6,55)^2}{8} = 39,36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-Travée 2-3 :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{7,34 \cdot (6,40)^2}{8} = 37,58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_1 = 0,2 M_0 = 7,87 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 0,6 M_0 = 22,55 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 0,2 M_0 = 7,52 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

-Travée 1-2 :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ - \frac{M_w + M_e}{2} \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{On a: } \alpha = QB / (QB + QG) = 1,62 / (1,62 + 3,64) = 0,308$$

$$\text{Donc: } M_t = 25,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-Travée 2-3 :

$$\text{Donc: } M_t = 24,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. ELS:

-Travée 1-2 :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{5,26 \cdot (6,55)^2}{8} = 28,21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-Travée 2-3:

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{5,26 \cdot (6,40)^2}{8} = 26,93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_1 = 0,2 M_0 = 5,64 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 0,6 M_0 = 16,16 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 0,2 M_0 = 5,39 \text{ kNm}$$

• **Moment en travée :**

-Travée 1-2 :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

Donc : **M_t = 18,19kN.m**

-Travée 2-3 :

Donc: **M_t = 17,36kN.m**

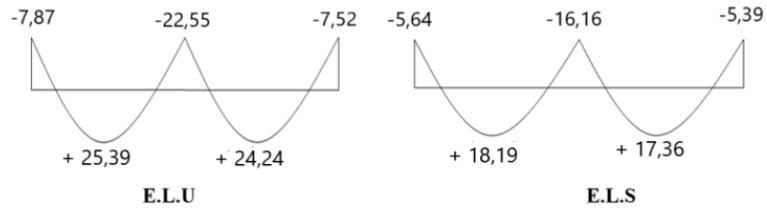
Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présents dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau III. 1: Moment fléchissant de la poutrelle à 02 travées

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)	
	ELU	ELS			ELU	ELS
1	-7,87	-5,64	1-2	6,55	25,39	18,19
2	-22,55	-16,16	2-3	6,40	24,24	17,36
3	-7,52	-5,39				

Diagrammes des efforts internes :

• **Moment fléchissant :**



• *Effort tranchant :*

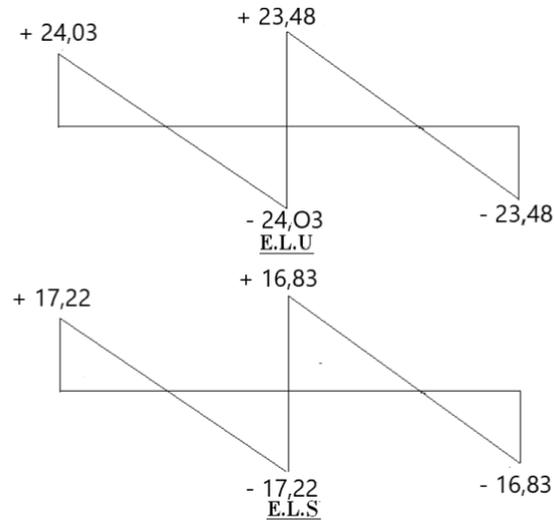
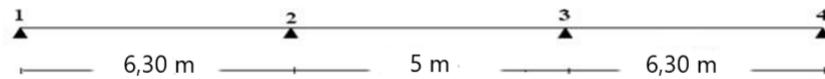


Figure III. 8: Moment fléchissant de la poutrelle à 02 travées

3- Poutrelles à trois travées :



On utilise la méthode forfaitaire .

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présents dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau III. 2: Moment fléchissant de la poutrelle à 03 travées

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)	
	ELU	ELS			ELU	ELS
1	-7,28	-5,21	1-2	6,30	23,48	16,82
2	-13,75	-9,85	2-3	5	14,75	10,59
3	-13,75	-9,85	3-4	6,30	23,48	16,82
4	-7,28	-5,21				

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

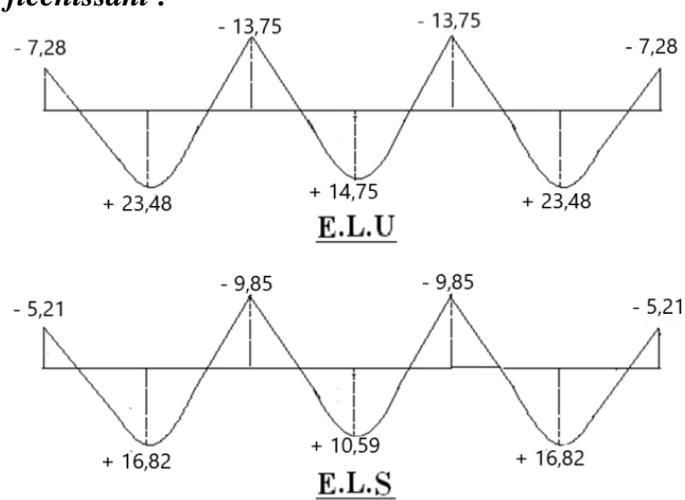
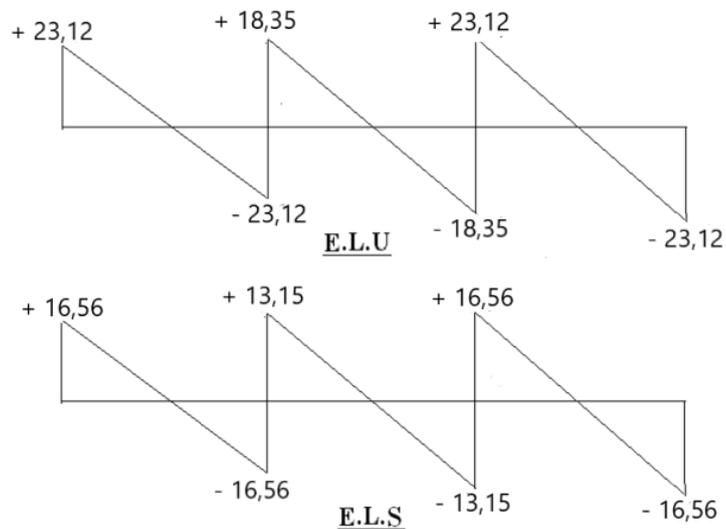


Figure III. 9: Moment fléchissant de la poutrelle à 03 travées

- **Effort tranchant :**



b. Calcul du ferrailage :

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$ELU : M_{tu}^{max} = 30,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 22,55 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{max} = 23,12 \text{ kN}$$

$$ELS : M_{tser}^{max} = 22,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser}^{max} = 16,16 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{max} = 17,22 \text{ kN}$$

b.1.Ferrailage en travée :

$h=25\text{cm} ; h_0=5\text{cm} ; b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; d=0,9h=22,50\text{cm} ; \sigma_{bc}=17\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{c28}=30\text{MPa} ; f_{t28}=2,4\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 92,10 \text{ kNm}$$

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

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

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

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

Tableau III. 3: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{mm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
30,96	0,055	Oui	0	0,071	218,60	Oui	10‰	435	3,26

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,61 \text{ cm}^2 ; 3,26 \text{ cm}^2\} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T14 ($A_s = 4,62 \text{ cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max} = 22,55 \text{ kNm} < M_{tab} = 92,10 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 x h$) en flexion simple.

Tableau III. 4: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{au}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{mm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
22,55	0,040	Oui	0	0,051	220,40	Oui	10‰	435	2,35

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,30 \text{ cm}^2$$

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

c. Vérifications :

c.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 23,12 \text{ kN}$.

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

Tel

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,856 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

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

➤ « **BAEL 91 modifié 99** » : [3]

➤ « **RPA 99 version 2003** » : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,8cm ; 1cm ; 1,2cm) = 0,8cm$$

On adopte : $\phi_l = 8mm$

Donc :- Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » : [3] $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,389 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \end{array} \right.$

- Selon le « **RPA 99 version 2003** » : [1] $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 65,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

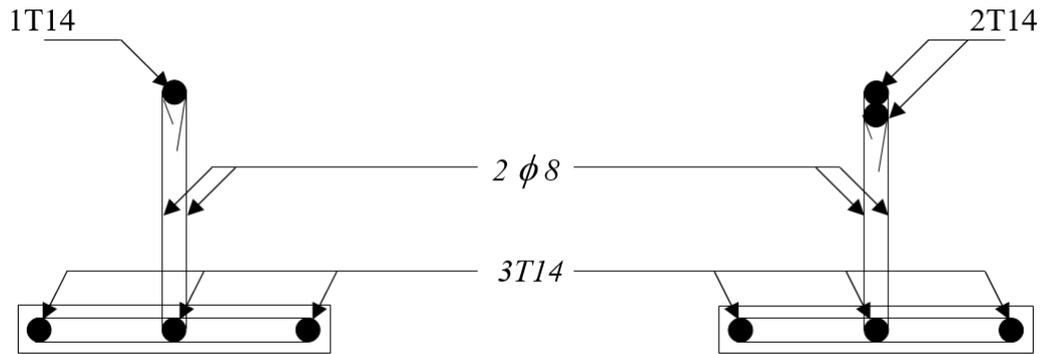
Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi_8 = 1,01cm^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,045 \Rightarrow S_t \leq 22,50 \text{ cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$



En travée

Sur appuis

Figure III. 10: ferrailage des poutrelles en travée et en appuis

e. Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

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

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$).

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$Fe=520\text{MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 8\text{mm}$).

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

Donc on obtient : $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$

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

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

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T6=1,41\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

Conclusion :

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

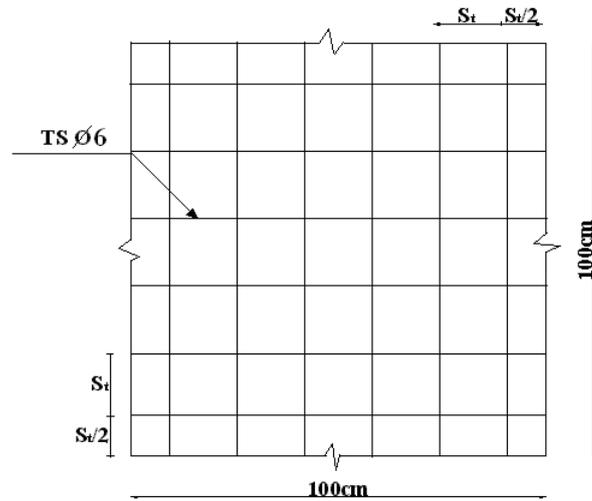


Figure III. 11: Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.3 ETUDE DE LA DALLE MACHINE

III.2.3.1. INTRODUCTION

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.2.3.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

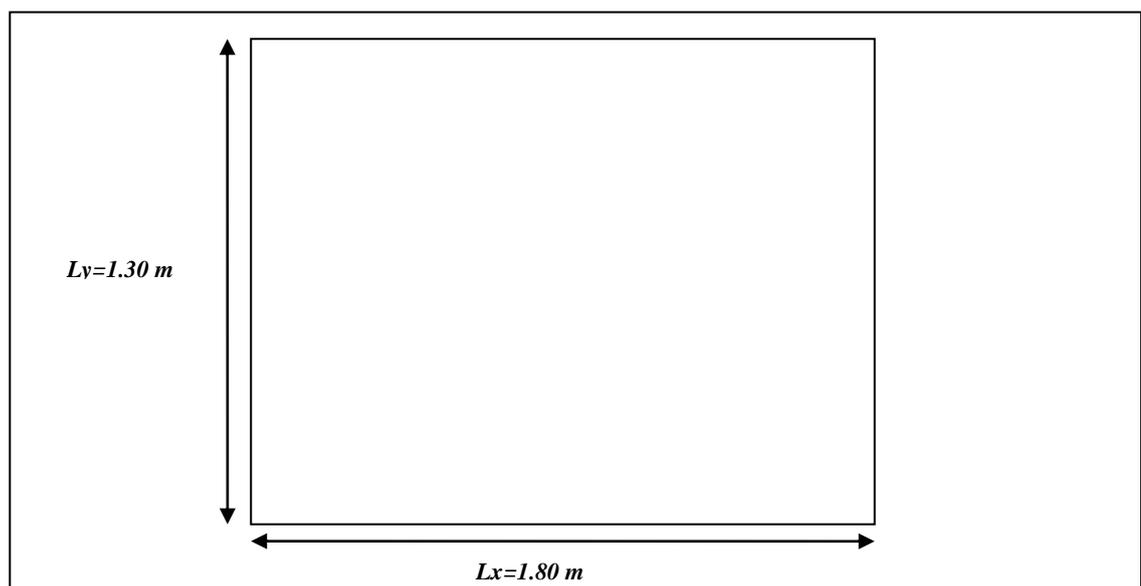


Figure III. 12: Schéma représentatif de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{180}{50} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

$$4.5\text{cm} \leq e \leq 3.6\text{cm}$$

b. Condition de l'ENA :

L'entreprise nationale des ascenseurs (ENA) [4] préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{ cm}$

On prend : $e=25\text{cm}$

III.2.3.3. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

a. Charges permanentes : [5]

Tableau III. 5: Tableau planché DALLE MACHINE

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1- Graviillon de protection	5	17	0.85
2-Etanchéité multi couche	2	6	0.12
3-Isolation thermique(liège)	5	3	0.16
4-Forme de pente	10	22	2.2
5- Poids de la dalle machine supportée	-	-	50.0
6- Poids propre de la dalle	25	25	6.25
7- Enduit de plâtre	2	10	0.20

$$G=59,78\text{ kN/m}^2$$

b. Charge d'exploitation : [5]

$$Q=1,00\text{kN/m}^2$$

III.2.3.4. COMBINAISON DES CHARGES

$$ELU : qu=1,35G+1,5Q=82,203\text{kN/m}^2$$

$$ELS : q_{ser} = G + Q = 60,78 \text{ kN/m}^2$$

III.2.3.5. CALCUL DES EFFORTS

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{1,8} = 0,72 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0658 \Rightarrow M_x = 9,14 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,4624 \Rightarrow M_y = 4,23 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 6,855 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 3,172 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 4,57 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 2,11 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 4,57 \text{ kNm}$$

III.2.3.6. FEERRAILLAGE DE LA DALLE

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section ($b \times h$) = (100x25)cm² qui travaille en flexion simple.

III.2.3.6.1. FERRAILLAGE EN TRAVÉE

- a. **Dans le sens « L_x » :**

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Tableau III. 6: Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

$M_{tx}(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{mm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
6,85	0,026	0	0,033	222,00	2,33	6T12	6,78

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \cdot$$

b. Dans le sens “Ly” :

On a : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=d_x-\phi_x=21,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$

Tableau III. 7: Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)

$M_{ly}(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{mm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
3,17	0,004	0	0,005	224,60	0,32	6T12	6,78

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \cdot$$

III.2.3.6.2. FERRAILLAGE SUR APPUIS

On a : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=22,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$

Tableau III. 8: Récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

$M_a(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{mm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
4,57	0,005	0	0,007	224,00	0,47	6T12	6,78

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ (sens } x - x) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ (sens } y - y) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

III.2.3.7. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2 L_x + L_y} = 24,70 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 35,62 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max} (T_x; T_y) = 35,62 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{35,62 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,155 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.3.8. VÉRIFICATION À L'ELS

a. Vérification des contraintes :

- **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max} \left(0,5 fe; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right) = 250 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } fe = 500 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,72 \quad ; \quad q_{ser} = 60,78 \text{ kN / m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0719 \Rightarrow M_x = 7,38 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,6063 \Rightarrow M_y = 4,48 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 5,53 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 3,36 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max} (0,5 M_x ; 0,5 M_y) = 2,76 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 9: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		$M_t(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	5,53	6,78	4,59	22132,69	1,15	vérifiée	67,19	vérifiée
	(y-y)	6,78	6,78	4,59	22132,69	0,69		40,78	
Appuis		2,76	6,78	4,59	22132,69	0,57		33,5	

b. Vérification de la condition de non fragilité :

$h=25cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \left(3 \rho_p \right) \frac{M_t}{b h^2} = 2,12 cm^2 & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho_p = \frac{p}{f_c} = 0,72 \\ A_y \geq \rho_0 b h = 2,00 cm^2 \end{cases}$$

Avec :

[3]

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x=6,78cm^2/ml > 2,12cm^2$ vérifiée.

En travée : $A_x=6,78cm^2/ml > 2,12cm^2$ vérifiée.

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y=6,78cm^2/ml > 2,00cm^2$ vérifiée.

En travée : $A_x=6,78cm^2/ml > 2,00cm^2$ vérifiée.

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$D'après \begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,156 > 0,037 \text{ } \text{vérifiée} \\ 0,156 > 0,028 \text{ à } 0,037 \text{ } \text{vérifiée} \\ 1,746 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \text{ } \text{vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

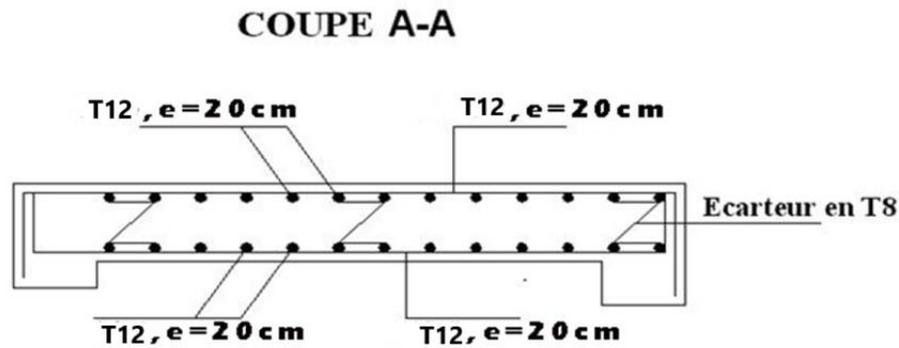


Figure III. 13: Disposition constructive des armatures de la dalle machine

III.2.4 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. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

III.2.4.1. EVALUATION DES CHARGES

$$G=6,40\text{kN/m}^2, Q=2,5\text{kN/m}^2$$

ELU :

$$Qu=1,35G+1,5Q=12,39\text{kN/m}^2$$

ELS :

$$Qser=G+Q=8,9\text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6,81} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

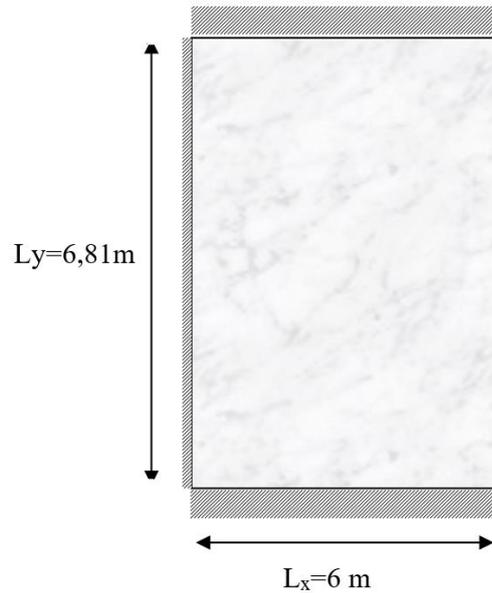


Figure III. 14: Dimensions du panneau le plus sollicité

III.2.4.2. 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 fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : 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 [3].

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 21,23 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15,79 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 15,92 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 11,84 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 7,96 \text{ kNm}$$

III.2.4.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE

$b=100cm$; $h=16cm$; $d=0,9h=14,4cm$; $f_e=500MPa$; $f_{c28}=30MPa$; $f_{t28}=2,4MPa$; $\sigma_s=435MPa$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 10: Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	15,92	0,045	0	0,058	140,70	2,90	6T12	6,78	20
	y-y	11,84	0,034	0	0,043	141,50	1,92	6T12	6,78	20
Appuis	x-x	7,96	0,023	0	0,029	142,40	1,29	6T12	6,78	20
	y-y									

III.2.4.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

On a : $12\text{ cm} \leq e \leq 30\text{ cm}$

$h=e=16cm$; $b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,35\text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28\text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,88 \end{cases}$$

Travée :

- Sens x-x : $A_x = 6,78\text{cm}^2 > A_s^{min^2}$
- Sens y-y : $A_y = 6,78\text{cm}^2 > A_s^{min^2\text{vérifiée}}$

Appuis :

- Sens x-x : $A_x = 6,78\text{cm}^2 > A_s^{min^2\text{vérifiée}}$
- Sens y-y : $A_y = 6,78\text{cm}^2 > A_s^{min^2\text{vérifiée}}$

Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Appuis :

$$\begin{aligned} \text{Sens } x-x : esp &= \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \text{Sens } y-y : esp &= \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{aligned}$$

III.2.4.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous

est vérifiée : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{26,91 \times 6 \times 6,81}{2 \times 6 + 6,81} = 26,91 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 24,78 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 26,78 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{24,44 \cdot 10^3}{1000 \times 1440} = 0,018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.2.4.6. Vérification à L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 17,49 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 14,37 \text{ kNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 14,86 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 12,21 \text{ kNm} \\ M_a = 0,3 M_x = 5,25 \text{ kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes

• **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 250 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\eta = 1,6 ; \text{ pour HA ; } f_e = 500 \text{ MPa.}$$

1- Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2-Moment d'inertie

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 11: Vérification des contraintes à l'ELS

		$M_i(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	14,86	4,52	3,79	9447,05	5,96	vérifiée	265	vérifiée
	(y-y)	12,21	4,52	3,79	9447,05	4,89		218	
Appuis		5,25	4,42	3,79	9447,05	2,10		93,8	

Vérification de la condition de non fragilité :

$$h = 16 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,36 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,88 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

On prend

$$A_x = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_x = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y=6,78cm^2/ml > 1,28cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x=6,78cm^2/ml > 1,28cm^2$ vérifiée

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$D'après \begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,144 > 0,048 \text{ vérifiée} \\ 0,144 > 0,028 \text{ à } 0,037 \text{ vérifiée} \\ 1,049 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

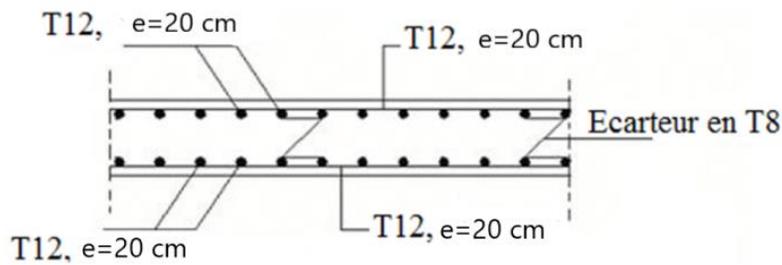


Figure III. 15: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine

III.3 ESCALIER

III.3.1 INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre étude comporte un type d'escalier et trois la hauteur différente (sous-sol, RDC, l'étage court).

III.3.2 DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

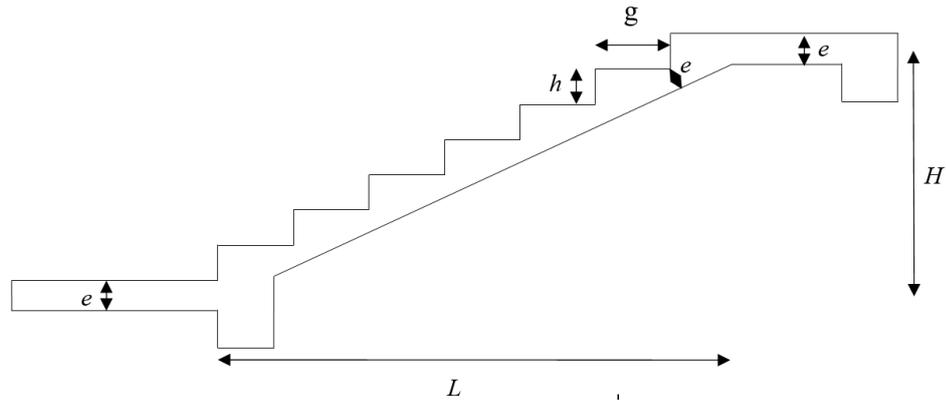


Figure III. 16: Dimensions de l'escalier

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1) g=L\dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

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

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

Avec :

n : La racine de l'équation

- **1^{er} type d'escalier :**

Ce type d'escalier est composé un plier et deux volées intermédiaire.

$h=3,06$ m pour les étage habitation (1^{er}étage,...,8^{eme}étage).

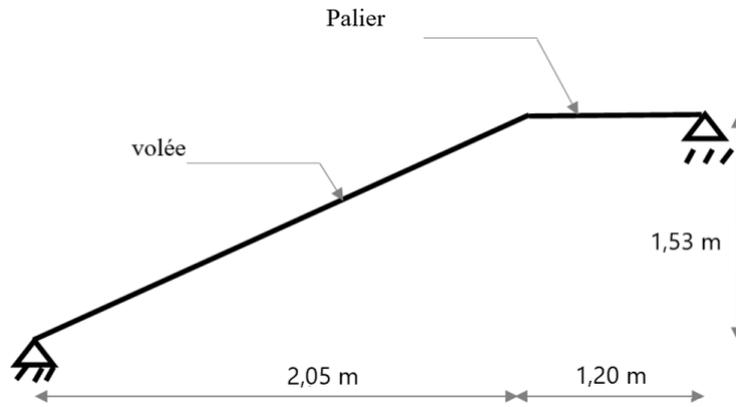


Figure III. 17: Schéma représentatif 1er d'escalier

$$64n^2 - 575n + 306 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 9$$

$$n_2 = 0,56 \dots \dots \text{refusée.}$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n = 9$
- le nombre des marches $n - 1 = 8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0,256 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (28 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ Vérifiée.}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paille :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 12,50 \leq e \leq 18,75 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,20 = \sqrt{(2,05)^2 + (1,53)^2} + 1,20 = 3,75 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur **e=16 cm.**

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

III.3.3 EVALUATION DES CHARGES

a. Palier :

a.1. Charges permanentes : [5]

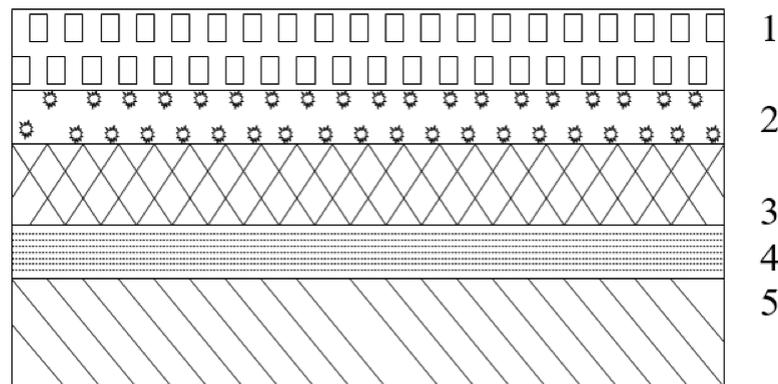


Figure III. 18: Coupe verticale du plancher Palier

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	3	18	0.36
4- Dalle pleine	16	25	4
5- Enduit en ciment	2	10	0.36

$$G_1=5,74\text{kN/m}^2$$

a.2. Charge d'exploitation : [5]

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

b. Paillasse :

b.1. Charge permanentes: [5]

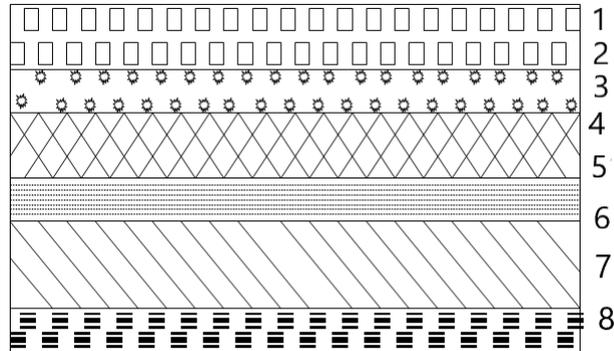


Figure III. 19: Coupe verticale du plancher Paillasse

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 29,53} \right)$	16	25	4.59
2- Carrelage	2	22	0.44
3- Mortier de pose horizontale	2	18	0.40
4- Poids propre de la marche $\frac{22 \times 0,17}{2}$	17	22	1.87
5- Carrelage vertical	2	22	0.44
6- Mortier de pose vertical	3	20	0.60
7- Garde corps	-	-	1
8- Enduit en ciment	2	10	0.36

$$G_2=9,70\text{KN/m}^2$$

b.2.Charge d'exploitation : [5]

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

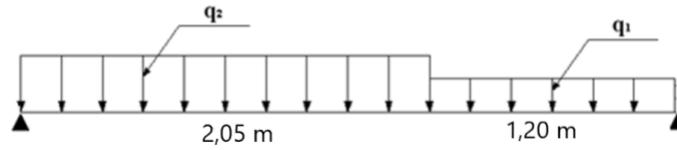


Figure III. 20: Schéma statique 1er d'escalier

III.3.4 COMBINAISON DES CHARGES

ELU :

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

ELS :

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III. 12: Charge à l'ELU et l'ELS

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	11,49	16,84
ELS	8,24	12,2

III.3.5 DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

ELU :

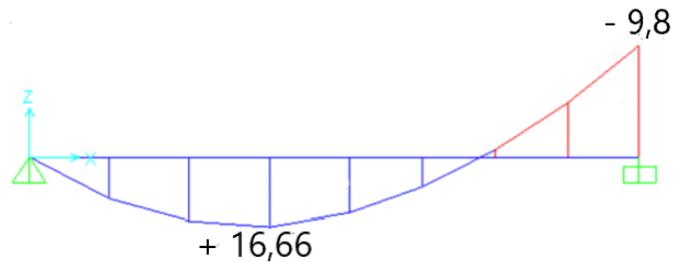


Figure III. 21: Diagramme des efforts internes 1er escalier

ELS :

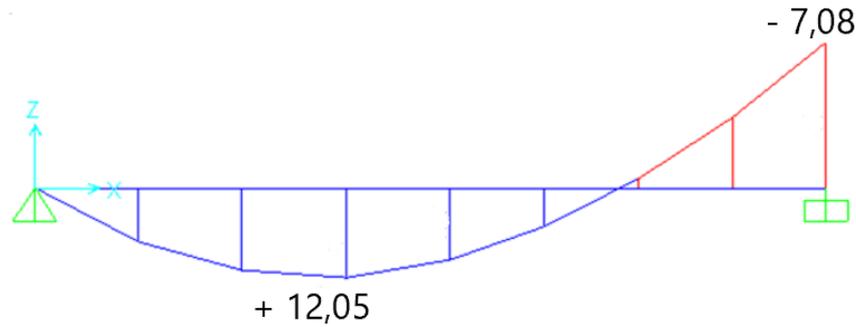


Figure III. 22: Diagramme des efforts internes 1er escalier

Notre escalier est semi-encasté à deux extrémités .

$$M_u^{\max} = 19,61 \text{ kNm} \text{ et } T_u^{\max} = 26,17 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = 0,85 M_u^{\max} = 16,66 \text{ kNm}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u^{\max} = 9,8 \text{ kNm}$$

III.3.6 CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$

Tel que : $b=100 \text{ cm}$; $h=16 \text{ cm}$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bc} = 17 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \quad ; \quad d=0,9h=14,4 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15 \quad ; \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau III. 13: Ferrailage de 1er l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	16,66	0,047	Oui	0	0,060	140,5	2,72	4T12	4,52
Appuis	9,8	0,0278	Oui	0	0,0352	141,92	1,58	4T10	3,14

Espacement :

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

On prend : $esp=20 \text{ cm}$

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

On prend : $esp=25 \text{ cm}$

Armature de répartition :

- **En travée** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

▪ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,78 cm^2/ml \leq A_r \leq 1,57 cm^2/ml$

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

III.3.7 VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,58 cm^2$$

En travée : $A_s = 4,52 cm^2 > A_s^{min} = 1,58 cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 3,14 cm^2 > A_s^{min} = 1,58 cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{ct}}{\gamma_s}; 5 MPa \right) = 4 MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{26,17 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0,161 MPa < \bar{\tau}_u = 4 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

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

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si: $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 26,17 \cdot 10^3 - \frac{19,61 \cdot 10^4}{0,9 \times 162} = -76,15 KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

d. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,161 MPa < 0,05 f_{ct} = 1,5 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc il n'est nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

e.1. Vérification des contraintes des acier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$.

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

Avec : $\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Avec :

$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=14,44\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s' = 0$

On doit vérifier que:

$M_{ser}^{max} = 14,16 \text{ kNm}$ et $T_{ser}^{max} = 18,94 \text{ KN}$

$M_{t ser} = 0,85 M_{ser}^{max} = 12,03 \text{ kNm}$

$M_{a ser} = 0,5 M_{ser}^{max} = 7,08 \text{ kNm}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 14: Vérification des contraintes

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	12,03	4,52	3,79	9447,05	4,82	Vérifiée
Appui	7,08	3,14	3,24	6999,83	3,17	Vérifiée

e.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_i}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{375} = 0,042 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 16,20} = 0,00279 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0393 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$E_i = 34179,55 \text{MPa} ; E_v = 11496,76 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 15: Vérification de la flèche de 1er l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
18,94	4,52	0,0035	210,75	6,02	2,41	0,27	52993,44	22157,48	32071,83

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,56 \text{ cm} \\ f_i = 1,16 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_i = f_i - f_i = 0,6 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_i = 0,6 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

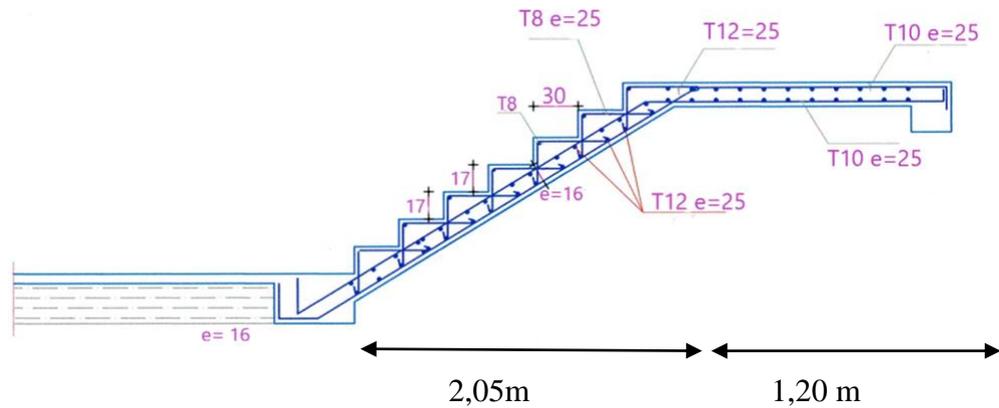


Figure III. 23: ferrailage 1^{er} d'escalier

• 2^{ème} d'escalier :

Ce type d'escalier est composé un plier et deux volés es inter médiaire.
 h =3,50 m pour (RDC).

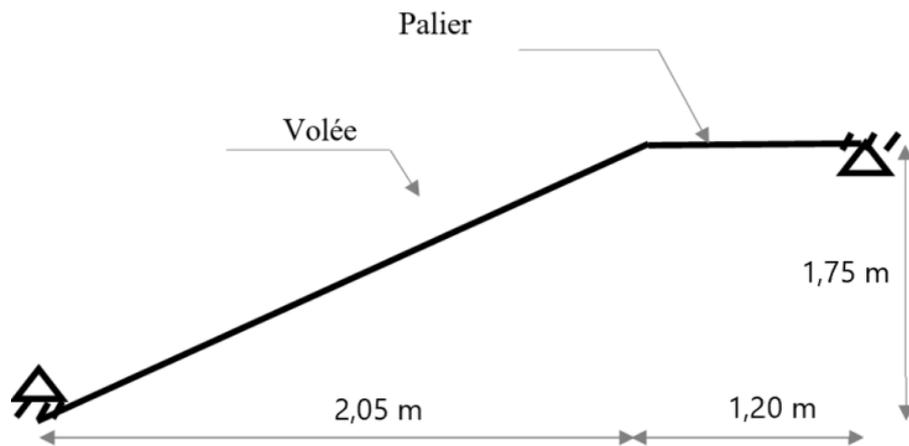


Figure III. 24: Schéma représentatif du 2ème d'escalier

$$64n^2 - 619n + 350 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 10$$

$$n_2 = 0,60 \dots\dots \text{refusée}$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marches $n=10$
- le nombre des marches $n-1=9$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,175m = 18cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,227m = 23cm$$

Remarque : le giran n'est pas normaliser ($g=23cm \leq 30cm$) a cause d'un plan architectural, présence d'une porte sur la limites.

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) cm \\ (16 \leq h \leq 18) cm \\ (22 \leq g \leq 33) cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 18cm \\ g = 23cm \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

b .Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 12,96 \leq e \leq 19,45 cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,20 = \sqrt{(2,05)^2 + (1,75)^2} + 1,20 = 3,89 m$$

On prend donc l'épaisseur **e=16 cm**

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

c .Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{17}{28} \Rightarrow \alpha = 31,26^\circ$$

III.3.8 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES [3]

a.Palier :

a.1. Charges permanentes : [5]

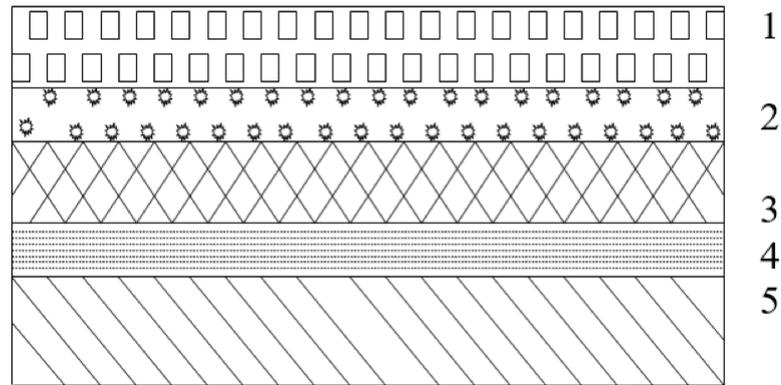


Figure III. 25: Coupe verticale du plancher Palier

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	3	18	0.36
4- Dalle pleine	16	25	4
5- Enduit en ciment	2	10	0.36

$$G_1=5,74kN/m^2$$

a.2. Charge d'exploitation : [5]

$$Q_1=2,50KN/m^2$$

b .Paillasse :

b.1. Charge permanentes:

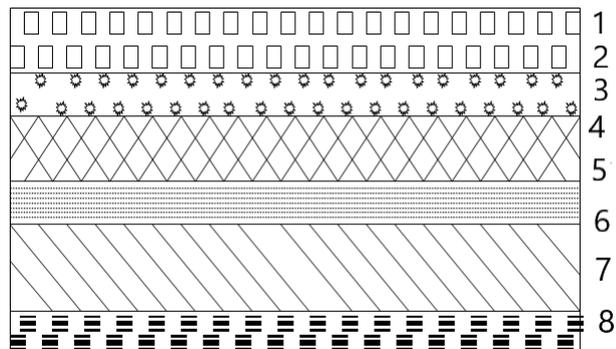


Figure III. 26: Coupe verticale du plancher Paillasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 30,96} \right)$	16	25	4.63
2- Carrelage	2	22	0.44
3- Mortier de pose horizontale	2	18	0.40
4- Poids propre de la marche $\frac{22 \times 0,17}{2}$	17	22	1.87
5- Carrelage vertical	2	22	0.44
6- Mortier de pose vertical	3	20	0.60
7- Garde corps	-	-	1
8- Enduit en ciment	2	10	0.36

$$G_2=9,74KN/m^2$$

b.2.Charge d'exploitation : [5]

$$Q_2=2,50KN/m^2$$

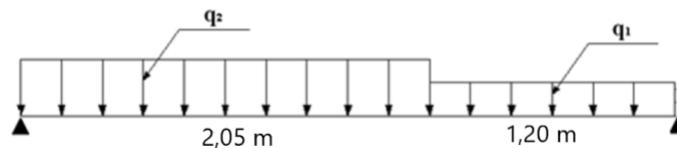


Figure III. 27: Schéma statique 2^{eme}d'escalier

III.3.9 COMBINAISON DES CHARGES

- ELU :

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

- ELS :

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III. 16: Charge à l'ELU et l'ELS

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	11,49	16,70
ELS	8,24	12,24

III.3.10 DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

ELU :

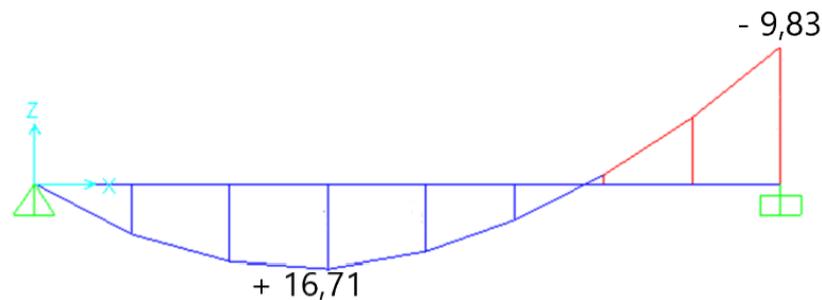


Figure III. 28 : Diagramme des efforts internes 2^{ème} escalier

ELS :

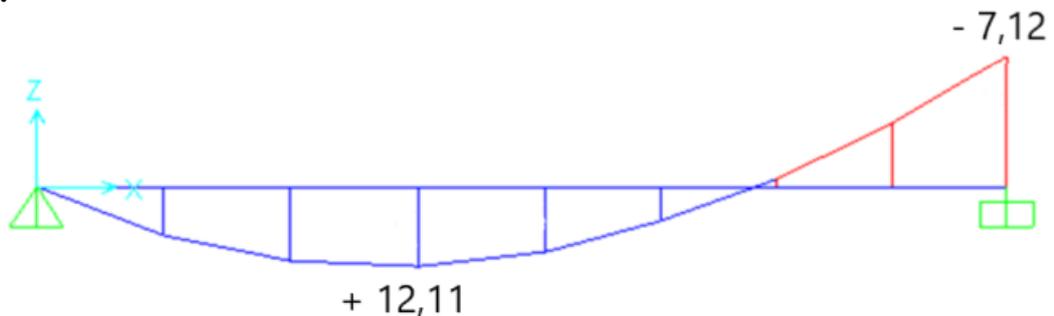


Figure III. 29: Diagramme des efforts internes 2^{ème} escalier

Notre escalier est semi-encasté à deux extrémités .

$$M_u^{\max} = 19,67 \text{ kNm} \quad \text{et} \quad T_u^{\max} = 26,26 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = 0,85 M_u^{\max} = 16,71 \text{ kNm}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u^{\max} = 9,83 \text{ kNm}$$

III.3.11 CALCUL DES ARMATURES

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

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; d = 0,9 h = 14,4 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

Tableau III. 17: Ferrailage de 2eme l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	16,71	0,0474	Oui	0	0,0607	140,5	2,73	4T12	4,52
Appuis	9,83	0,0278	Oui	0	0,0352	141,97	1,59	4T10	3,14

Espacement :

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

On prend : $esp=25\text{cm}$

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

On prend : $esp=25\text{cm}$

Armature de répartition :

- **En travée** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2,62 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de $4T8=2,01\text{cm}^2$ avec $S_t=25\text{cm}$

- **Sur appui** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,78 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de $4T8=2,01\text{cm}^2$ avec $S_t=25\text{cm}$

III.3.12 VÉRIFICATIONS

a .Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,58 \text{ cm}^2$$

a. **En travée** : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,58 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. **Sur appui** : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,58 \text{ cm}^2$ vérifiée

b .Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_s}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{\text{bd}} = \frac{26,26 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

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

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 26,26 \cdot 10^3 - \frac{19,67 \cdot 10^4}{0,9 \times 144} = -207,236 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

c. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = 0,16 \text{ MPa} < 0,05 f_{ctk} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc il n'est nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

e.1. Vérification des contraintes des acier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} .$

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

Avec : $\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2 .$

Avec :

$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=14,44\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0$

On doit vérifier que :

$$M_{ser}^{max} = 14,20 kNm \text{ et } T_{ser}^{max} = 19 KN$$

$$M_{t ser} = 0,85 M_{ser}^{max} = 12,07 kNm$$

$$M_{a ser} = 0,5 M_{ser}^{max} = 7,10 kNm$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 18: Vérification des contraintes

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	12,07	4,52	3,79	9447,05	4,84	Vérifiée
Appui	7,10	3,14	3,24	6999,83	3,28	Vérifiée

e.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{375} = 0,042 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 16,20} = 0,00279 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,042 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

Avec :
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=34179,55MPa ; E_v=11496,76MPa.$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 19: Vérification de la flèche de 2eme l’escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
14,2	4,52	0,0035	210,75	6,02	2,41	0,27	52993,44	22157,48	32071,83

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,56 \text{ cm} \\ f_v = 1,16 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_r = f_v - f_i = 0,6 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_r = 0,6 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

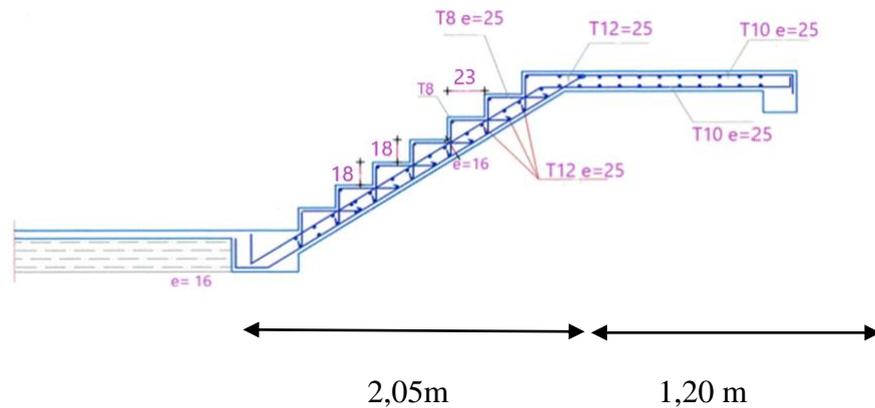


Figure III. 30: ferrailage du 2^{ème} type d’escaliers

• **3^{ème} d’escalier :**

Ce type d’escalier est composé un plier et deux volées intermédiaire.

h =2,90 m pour (sous-sol).

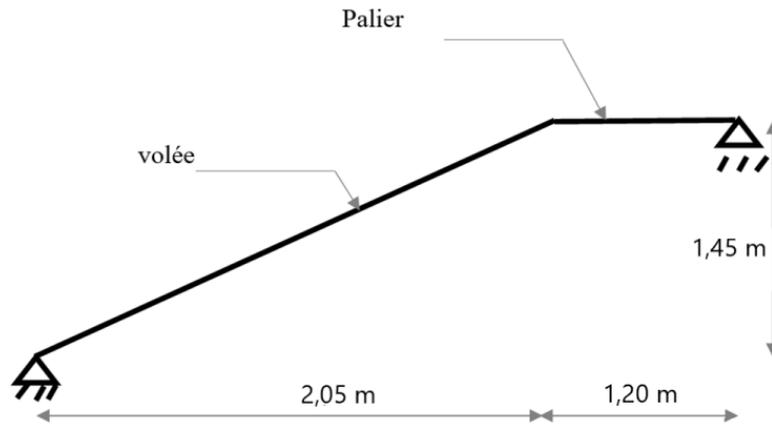


Figure III. 31: Schéma représentatif 3^{eme}d'escalier

$$64n^2 - 559n + 290 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 9$$

$$n_2 = 0,55 \dots \dots \text{refusée.}$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marches $n = 9$
- le nombre des marches $n - 1 = 8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,161 \text{ m} = 16 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0,256 \text{ m} = 25,6 \text{ cm}$$

a .Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Vérifiée}$$

b.Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 12,36 \leq e \leq 18,55 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,20 = \sqrt{(2,05)^2 + (1,45)^2} + 1,20 = 3,71 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur **e=16 cm.**

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

c .Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

III.3.13 EVALUATION DES CHARGES

a. Palier :

a.1. Charges permanentes : [5]

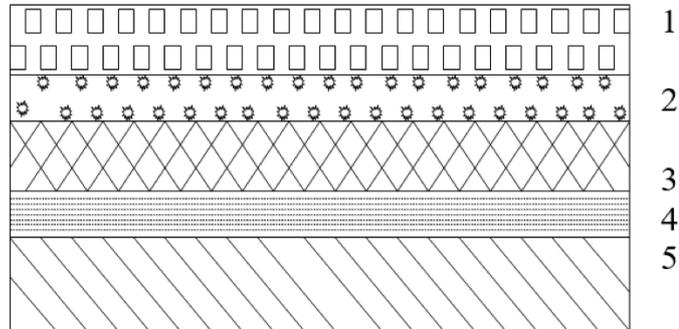


Figure III. 32: Coupe verticale du plancher Palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	3	18	0.36
4- Dalle pleine	16	25	4
5- Enduit en ciment	2	18	0.36

$G_1=5,74kN/m^2$

a.2. Charge d'exploitation : [5]

$Q_1=2,50KN/m^2$

b.Paillasse :

b.1. Charges permanentes: [5]

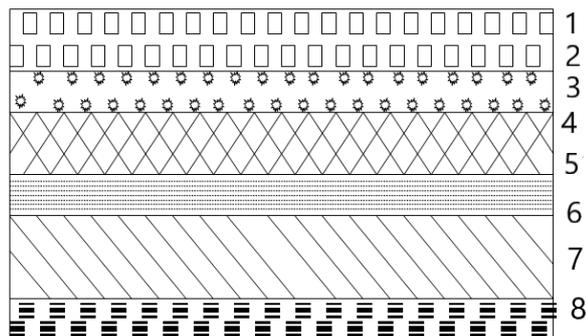


Figure III. 33: Coupe verticale du plancher Paillasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 29,53} \right)$	16	25	4.59
2- Carrelage	2	22	0.44
3- Mortier de pose horizontale	2	18	0.40
4- Poids propre de la marche $\frac{22 \times 0,17}{2}$	17	22	1.87
5- Carrelage vertical	2	22	0.44
6- Mortier de pose vertical	3	20	0.60
7- Garde corps	-	-	1
8- Enduit en ciment	2	18	0.36

$$G_2=9,70KN/m^2$$

b.2.Charge d'exploitation : [5]

$$Q_2=2,50KN/m^2$$

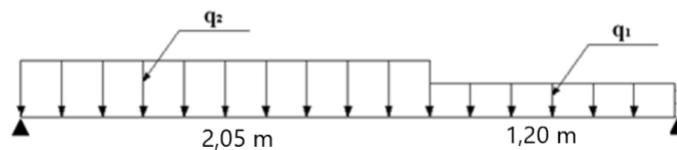


Figure III. 34: Schéma statique 3^{eme} d'escalier

III.3.14 COMBINAISON DES CHARGES

ELU :

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

ELS :

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III. 20: Charge à l'ELU et l'ELS

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
<i>ELU</i>	11,49	16,84
<i>ELS</i>	8,24	12,2

III.3.15 DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

ELU :

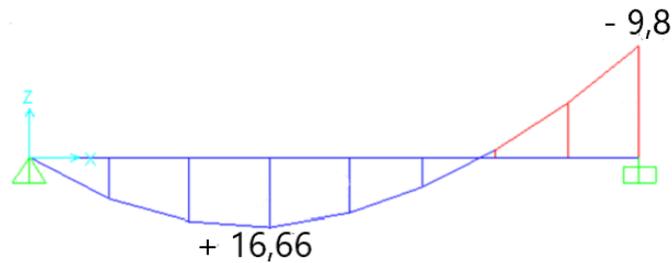


Figure III. 35: Diagramme des efforts internes 3^{ème} escalier

ELS :

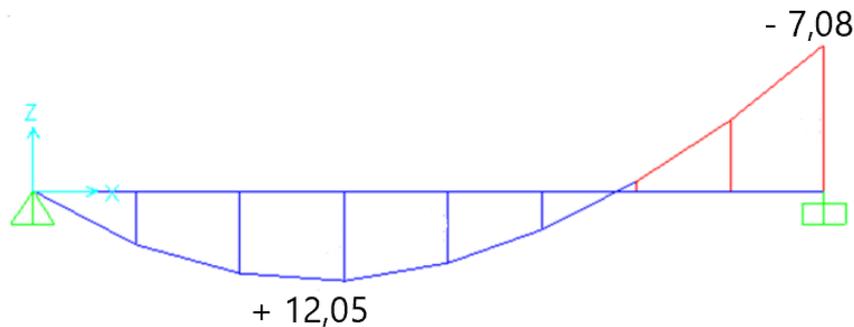


Figure III. 36: Diagramme des efforts internes 3^{ème} escalier

Notre escalier est semi-encasté à deux extrémités.

$$M_u^{\max} = 19,61 \text{ kNm} \text{ et } T_u^{\max} = 26,17 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = 0,85 M_u^{\max} = 16,66 \text{ kNm}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u^{\max} = 9,8 \text{ kNm}$$

III.3.16 CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)
Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bc} = 17 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \quad ; \quad d=0,9h=14,4\text{cm}$$

$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Tableau III. 21: Ferrailage de 3^{eme} l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	16,66	0,047	Oui	0	0,060	140,52	2,72	4T12	4,52
Appuis	9,8	0,0278	Oui	0	0,352	141,92	1,58	4T10	3,14

Espacement :

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

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

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

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition :

- **En travée** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2,62 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec $S_t=25 \text{ cm}$

- **Sur appui** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,78 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec $S_t=25 \text{ cm}$

III.3.17 VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,58 \text{ cm}^2$

c. **En travée** : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,58 \text{ cm}^2$ vérifiée

d. **Sur appui** : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,58 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$ (Fissuration peu nuisible)

$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{26,17 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$ vérifiée

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

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

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si: $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 26,17 \cdot 10^3 - \frac{19,61 \cdot 10^6}{0,9 \times 162} = -76,15 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

d . Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = 0,16 \text{ MPa} < 0,05 f_{ct} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

e. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc il n'est nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

e.1. Vérification des contraintes des acier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} .$

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

Avec : $\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2 .$

Avec :

$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=14,44\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0$

On doit vérifier que :

$$M_{ser}^{max} = 14,16 kNm \text{ et } T_{ser}^{max} = 18,94 kN$$

$$M_{t ser} = 0,85 M_{ser}^{max} = 12,03 kNm$$

$$M_{a ser} = 0,5 M_{ser}^{max} = 7,08 kNm$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 22: Vérification des contraintes

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	12,03	4,52	3,79	9447,05	4,82	Vérifiée
Appui	7,08	3,14	3,24	6999,83	3,17	Vérifiée

e.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{375} = 0,0420 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 16,20} = 0,00270 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0420 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=34179,55MPa$; $E_v=11496,76MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 23: Vérification de la flèche de 3^{eme} l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
14,16	5,65	0,0035	210,75	6,02	2,41	0,27	52993,44	22157,48	32071,83

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,56 \text{ cm} \\ f_v = 1,16 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_r = f_v - f_i = 0,6 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_r = 0,6 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$.

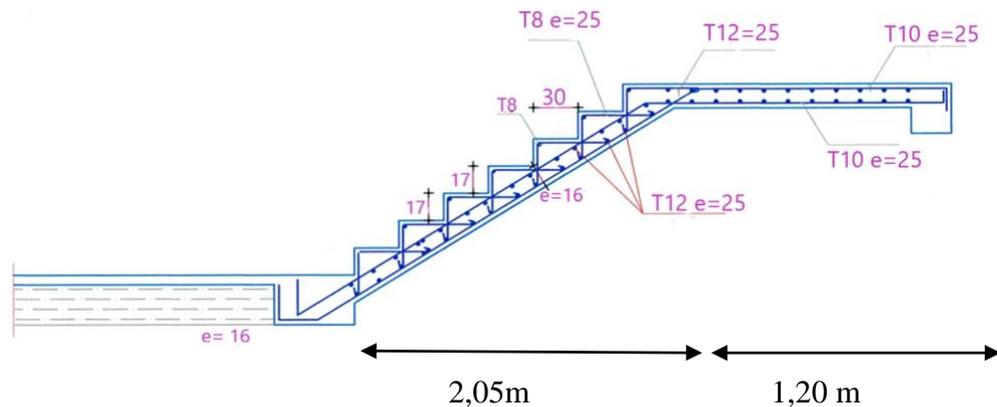


Figure III. 37: ferrailage 3^{eme} d'escalier

III.4 LES BALCONS

III.4.1 INTRODUCTION

Le bâtiment étudié comporte deux type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- ◆ Son poids propre(G).
- ◆ La surcharge d'exploitation(Q).

- ◆ Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps(F).
- ◆ Un moment à l'extrémité due a l'effort appliqué sur le garde-corps

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

• **1^{er} type balcon :**

Dalle un appui, assimilée à une console de portée $L=1,55\text{ m}$.

Epaisseur du balcon :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{155}{10} = 15,5\text{ cm}$$

On prend : $e = 16\text{ cm}$.

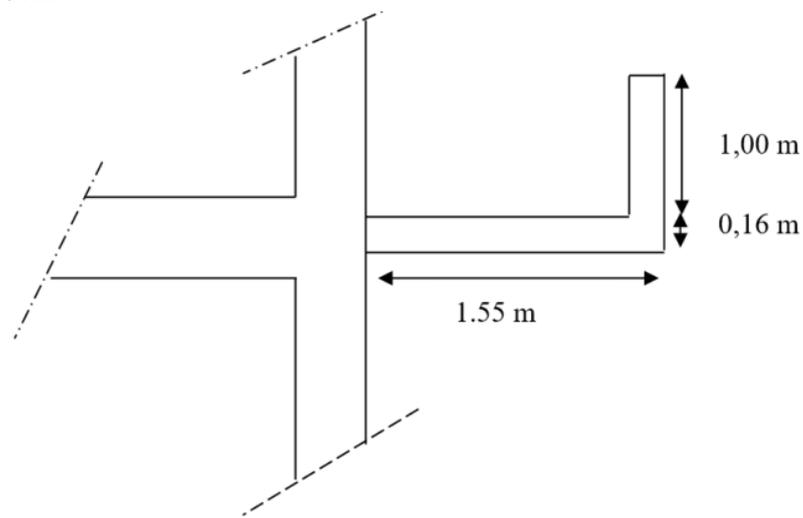


Figure III. 38: Dimensions du 1^{er} balcon

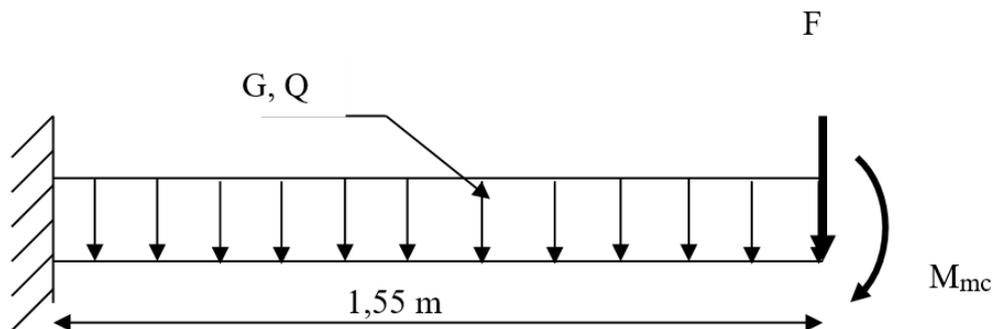


Figure III. 39: Schéma statique

III.4.2 CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT LE BALCON

a.1. Charges permanentes : [5]

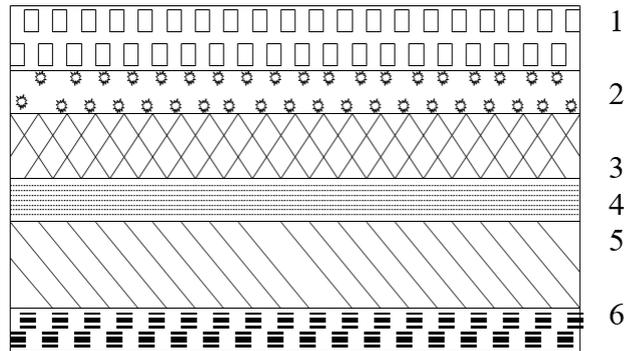


Figure III. 40: Coupe verticale du plancher balcon

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	3	18	0.36
4- Dalle pleine	16	25	4
5- Enduit en ciment	2	18	0.36
6- Brique creux	-	-	1

$$G_1=6,56kN/m^2$$

a.2. Charge d'exploitation : [5]

$$Q_1=3,50KN/m^2$$

- Pour une bande de 1 m :

$$G \times 1m = 5,45 \times 1 = 6,56 \text{ kN/ml}$$

a.3.Charge concentrée F :(Poids du mur) [5]

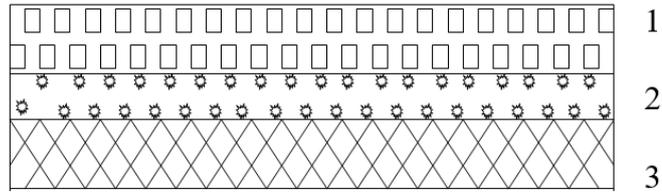


Figure III. 41: Coupe verticale du plancher Mur

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1- Enduit de ciment	2	18	0.36
2- Maçonnerie	10	20	0.90
3- Enduit de ciment	2	18	0.36

$$G_1=1,62kN/m^2$$

Pour une bande de 1m, F = 1,62 kN/m.

a.4. Moment dû à la main courante :

$$M_{mc} = Q' \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1kN$$

a.5. Combinaison des charges :

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>q (kN/m)</i>	14,11	10,06
<i>F (kN)</i>	2,19	1,62
<i>Mmc(kNm)</i>	1,5	1,00

a.6. Calcul des efforts internes :

Pour le calcul on a utilisé la méthode de RDM :

$$\begin{cases} M(x) = -[Fx + q x^2/2 + M_{mc}] \\ T(x) = F + q x \end{cases}$$

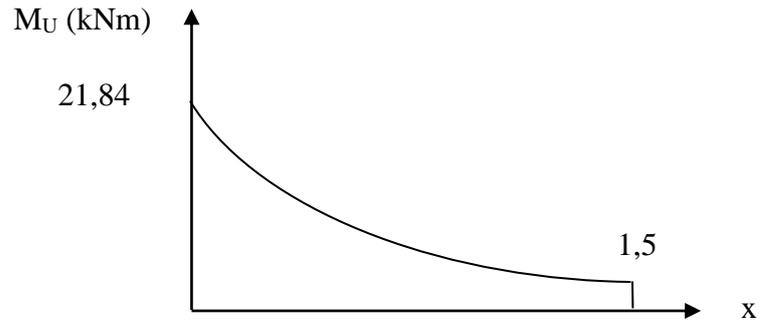


Figure III. 42: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

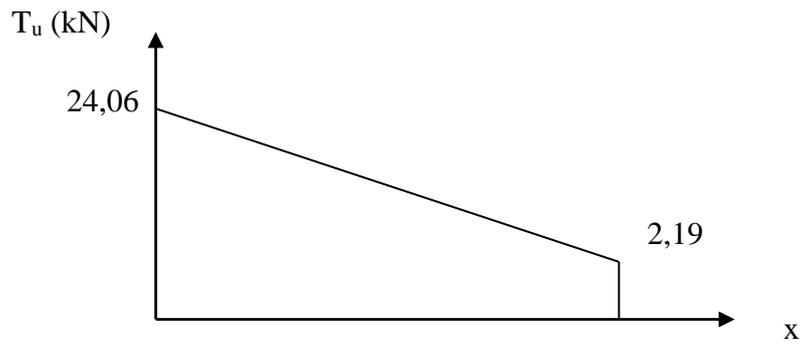


Figure III. 43: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

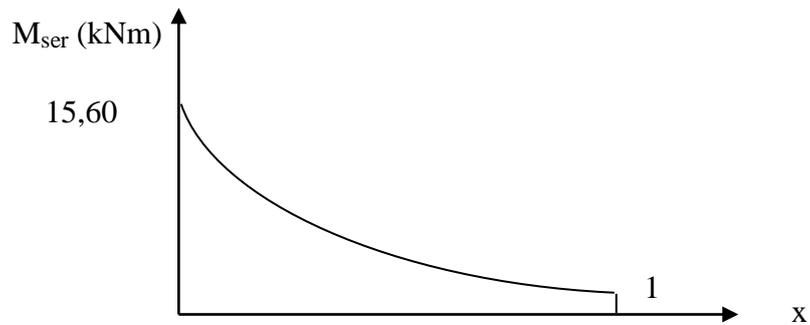


Figure III. 44: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

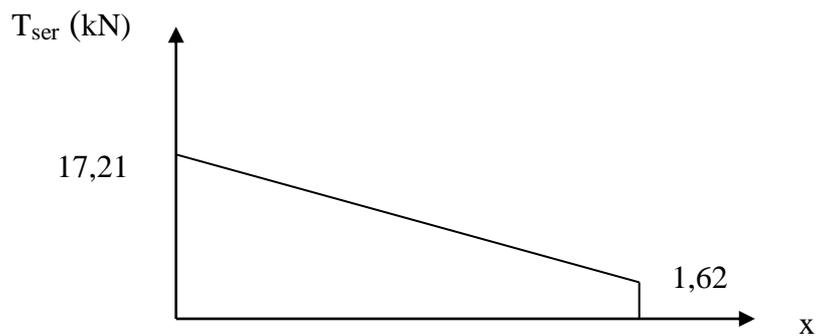


Figure III. 45: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

III.4.3 Calcul de ferrailage

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

$$f_{c28}=30MPa ; f_{t28}=2,4MPa ; \sigma_{bc}=17MPa ; b=100cm ; h=16cm ; d=14,40cm ; f_e=500MPa$$

Tableau III. 24: Ferrailage 1^{er} balcon

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	α	Z (cm)	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$	Esp (cm)
21,84	0,062	Oui	0	0,080	139,40	3,60	4T12	4,52	25

Espacement :

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2$$

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

III.4.4 Vérifications

a. Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{24,06 \cdot 10^3}{1000 \cdot 144} = 0,016 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'ELS :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes :

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

• **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec : $n=15$; $c'=2cm$; $d=14,40cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right) = 250MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 25: Vérification des contraintes du balcon

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
15,60	4,52	3,79	9447,05	6,25	vérifiée	250	vérifiée

c.2. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{155} = 0,103 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{4,71}{100 \times 14,40} = 0,003 < 0,0084 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Leftrightarrow 0,103 > 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

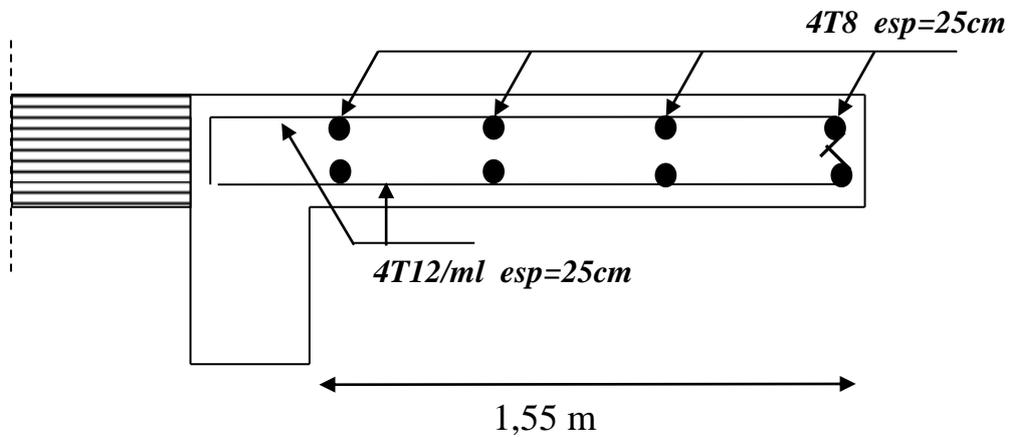


Figure III. 46: Ferrailage du 1^{er} balcon

- 2^{ème} type balcon :

Dalle un appui, assimilée a une console de portée $L=2,55\text{ m}$.

Epaisseur du balcon :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{255}{10} = 25,5\text{ cm}$$

On prend : $e = 26\text{ cm}$.

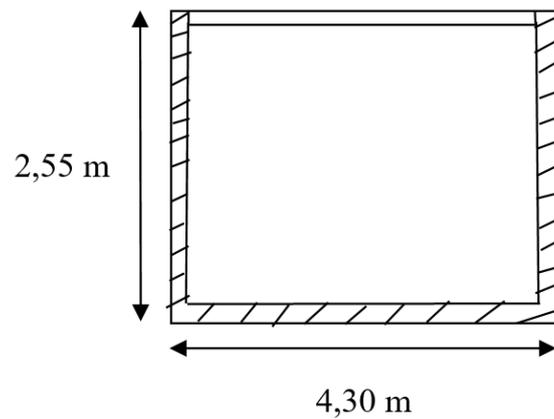


Figure III. 47: Dimensions du 2^{ème} balcon

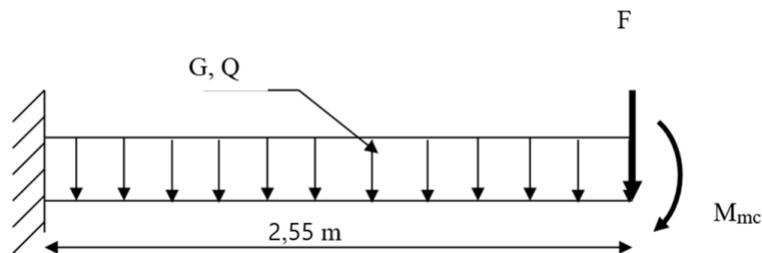


Figure III. 48: Schéma statique

III.4.5 CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT LE BALCON

a.1. Charges permanentes : [5]

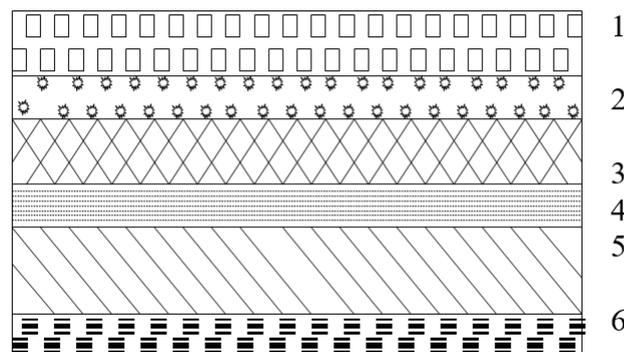


Figure III. 49: Coupe verticale du plancher balcon

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	3	18	0.36
4- Dalle pleine	26	25	6,5
5- Enduit en ciment	2	18	0.36
6- Brique creux	-	-	1

$$G_1=9,06kN/m^2$$

a.2. Charge d'exploitation : [5]

$$Q_1=3,50KN/m^2$$

- Pour une bande de 1 m :

$$G \times 1m = 9,06 \times 1 = 9,06 \text{ kN/ml}$$

a.3.Charge concentrée F :(Poids du mur) [5]

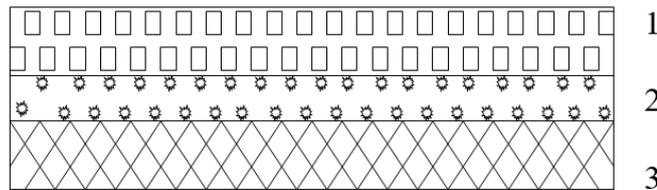


Figure III. 50: Coupe verticale du plancher Mur

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1- Enduit de ciment	2	18	0.36
2- Maçonnerie	10	20	0.90
3- Enduit de ciment	2	18	0.36

$$G_1=1,62kN/m^2$$

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

a.4. Moment dû à la main courante :

$$M_{mc} = Q' \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$$

a.5. Combinaison des charges :

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>q (kN/m)</i>	17,48	12,56
<i>F (kN)</i>	2,19	1,62
<i>M_{mc} (kNm)</i>	1,5	1,00

a.6. Calcul des efforts internes :

Pour le calcul on a utilisé la méthode de RDM :

$$\begin{cases} M(x) = -[Fx + q x^2/2 + M_{mc}] \\ T(x) = F + q x \end{cases}$$

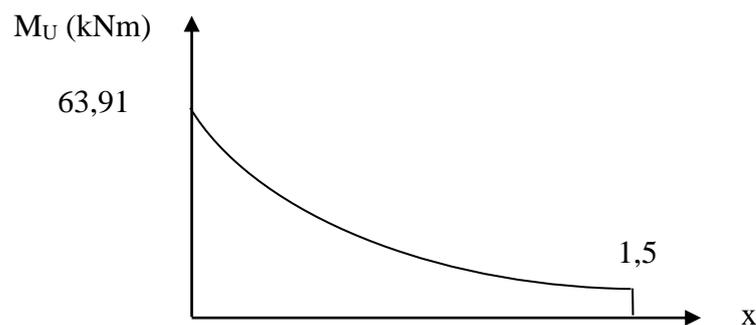


Figure III. 51: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

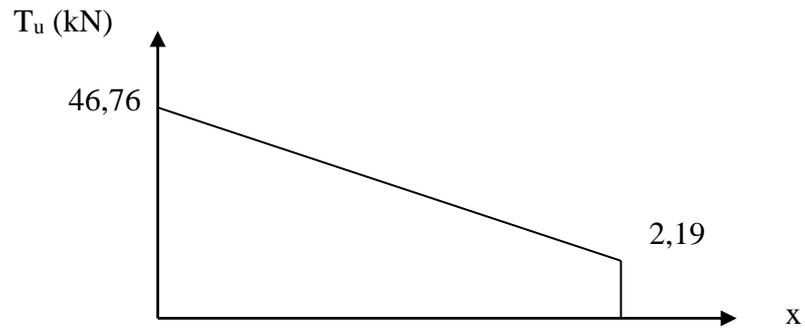


Figure III. 52: Digramme de l'effort tranchant à l'ELU

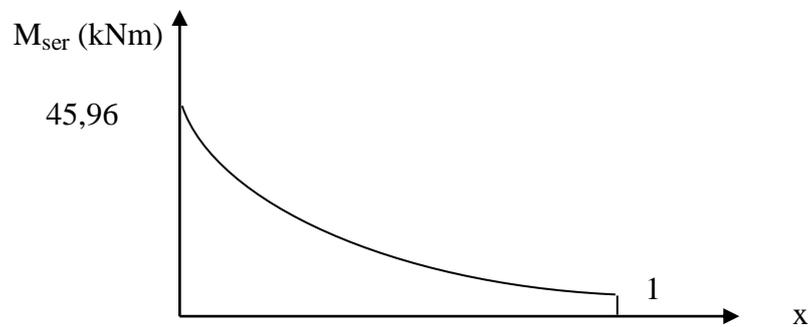


Figure III. 53: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

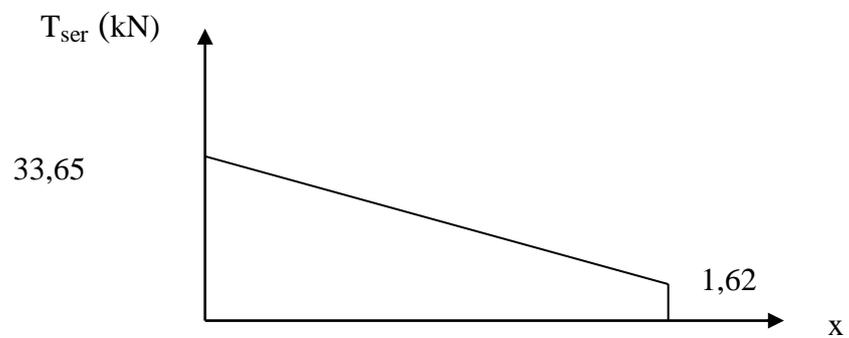


Figure III. 54: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

III.4.6 Calcul de ferrailage :

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

$$f_{c28}=30MPa ; f_{t28}=2,4MPa ; \sigma_{bc}=17MPa ; b=100cm ; h=26cm ; d=23,40cm ; f_e=500MPa$$

Tableau III. 26: Ferrailage du 2^{eme} balcon

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	α	Z (cm)	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$	Esp (cm)
63,91	0,069	Oui	0	0,089	225,70	6,51	6T12	6,78	17

Espacement :

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3,39 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 4T10=3,16cm² avec : S_t=25cm.

III.4.7 Vérifications :

a. Condition de non fragilité:

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

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 2,58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{46,76 \cdot 10^3}{1000 \times 23,40} = 1,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'ELS :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes :

- Position de l'axe neutre "y":

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $c'=2cm$; $d=14,40cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max} \left(0,5 fe; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right) = 250MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 27: Vérification des contraintes du 2^{ème} balcon

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
45,96	4,63	4,49	38815,65	2,7	vérifiée	250	vérifiée

c.2. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{26}{255} = 0,102 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{4,63}{100 \times 23,40} = 0,0019 < 0,0084 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Leftrightarrow 0,102 > 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

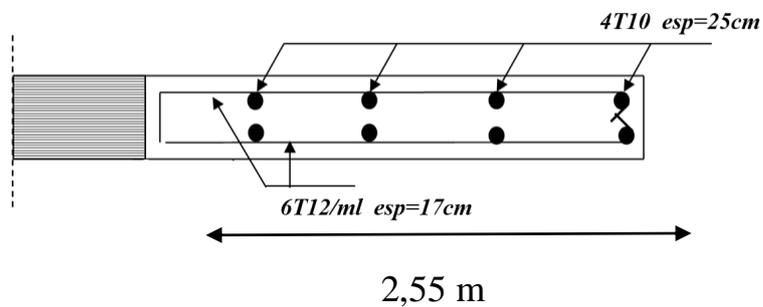


Figure III. 55: Ferrailage du 2^{ème} balcon

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE ET
SISMIQUE

IV.1 INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, Le séisme qui est une secousse ou succession de secousses plus au moins violente du sol, un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille, Ces secousses peuvent être imperceptibles où très destructrice.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par le mouvement d'une douzaine de plaques majeures un séisme et mineures qui constituent la croûte terrestre La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre où s'enfonce sous une autre plaque.

Une grande partie du Nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques dont les effets sont catastrophiques, (ces séismes font peser de graves menaces sur les populations, peuvent semer la mort en détruisant les habitations, les édifices publics, les ponts, les barrages et glissement de terrains, ...).

Le séisme du 21 Mai 2003 d'Alger et BOUMERDES a fait preuve de la fragilité des structures et de la négligence totale des règlements parasismiques dans la réalisation des bâtiments.

Les dommages importants et la ruine des constructions causés par ce séisme sont dus non pas au choix du type de matériau ou du type de structure, mais à la conception et l'étude non conforme aux exigences parasismiques et à la mauvaise qualité des matériaux.

Lors d'un **tremblement de terre**, le sol ondule selon des mouvements verticaux et latéraux.

La construction parasismique a pour principal objectif de prévenir l'effondrement des bâtiments, notamment en y intégrant un ou plusieurs dispositifs destinés à limiter la réponse du bâtiment à l'**oscillation** du sol (appuis antisismiques...). La protection des infrastructures peut aussi consister à leur renforcement.

La réduction de l'effet des mouvements du sol sur le **bâtiment** peut être obtenue de plusieurs manières :

- rendre le **bâtiment** assez « souple » pour que l'énergie des mouvements du sol ne le brise pas sous sa propre inertie.
- monter le bâtiment sur des **amortisseurs** qui vont absorber une partie de l'énergie du mouvement du sol.

- Une troisième technique est aussi employée depuis peu : il s'agit de mettre en place un **contreponds** au sommet du **bâtiment**, qui va se déplacer en réponse aux mouvements du sol de sorte que le centre d'inertie du couple (bâtiment, contreponds) ne bouge pas lorsque le sol tremble.

La Construction parasismique est l'étude du comportement des **bâtiments** et **structures** sujets à un chargement dynamique du type **sismique** c'est la seule solutions à appliquer aux bâtiments pour qu'ils résistent le mieux possible à un **séisme**.(comportement avant la rupture et leur vulnérabilité face aux séismes).

IV.2 ÉTUDE SISMIQUE

IV.2.1 Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS version 18.0.1* qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.2.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « *RPA99 version 2003* » [1]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiés (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à *17m*), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.3 Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du " *groupe 2* " (bâtiment à usage multiple, bureaux, service, local).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **BLIDA** (zone III).

Donc : $A=0,25$.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R= 5$ (mixte portiques /voiles avec interaction. catégorie A.4.a.).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,5s$).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,15$).

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des n modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans les fichiers de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G , Q et E).

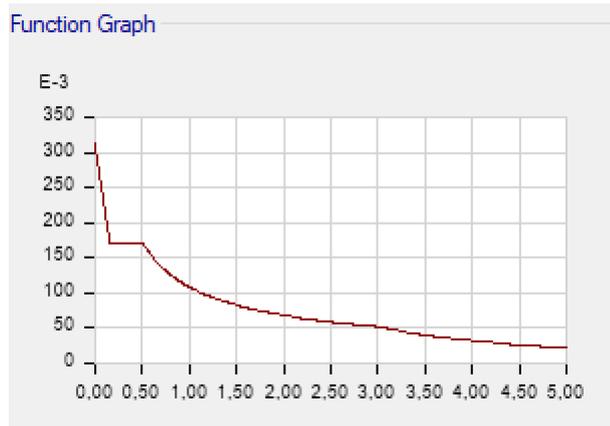


Figure IV. 1: spectre réponse

IV.2.4 Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d’origine à savoir : la masse, la rigidité et l’amortissement.

En d’autres termes ; la modélisation est la recherche d’un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.5 Caractéristiques dynamiques propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu’elle peut vibrer indéfiniment tant qu’il soit nécessaire de lui fournir de l’énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l’existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l’équation d’un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec $[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ x \end{Bmatrix}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ x \end{Bmatrix} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental

$$(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n).$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

IV.3 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du *ETABS (version 18.1.0)*.

IV.3.1 Modélisation de la rigidité

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, 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 coque (Shell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers sont modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.3.2 Modélisation de la masse

- Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le *RPA99 version 2003 [1]* avec :
 $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage (habitation, bureaux).

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25 \text{ KN}/\text{m}^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

IV.4 RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

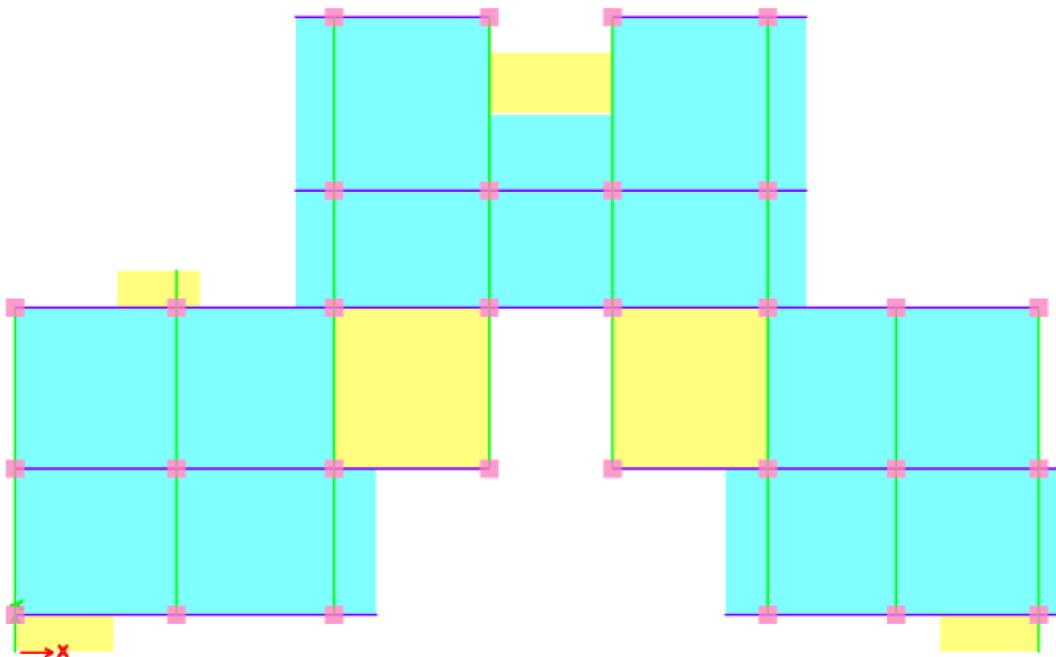


Figure IV. 2: Modèle initiale 2D

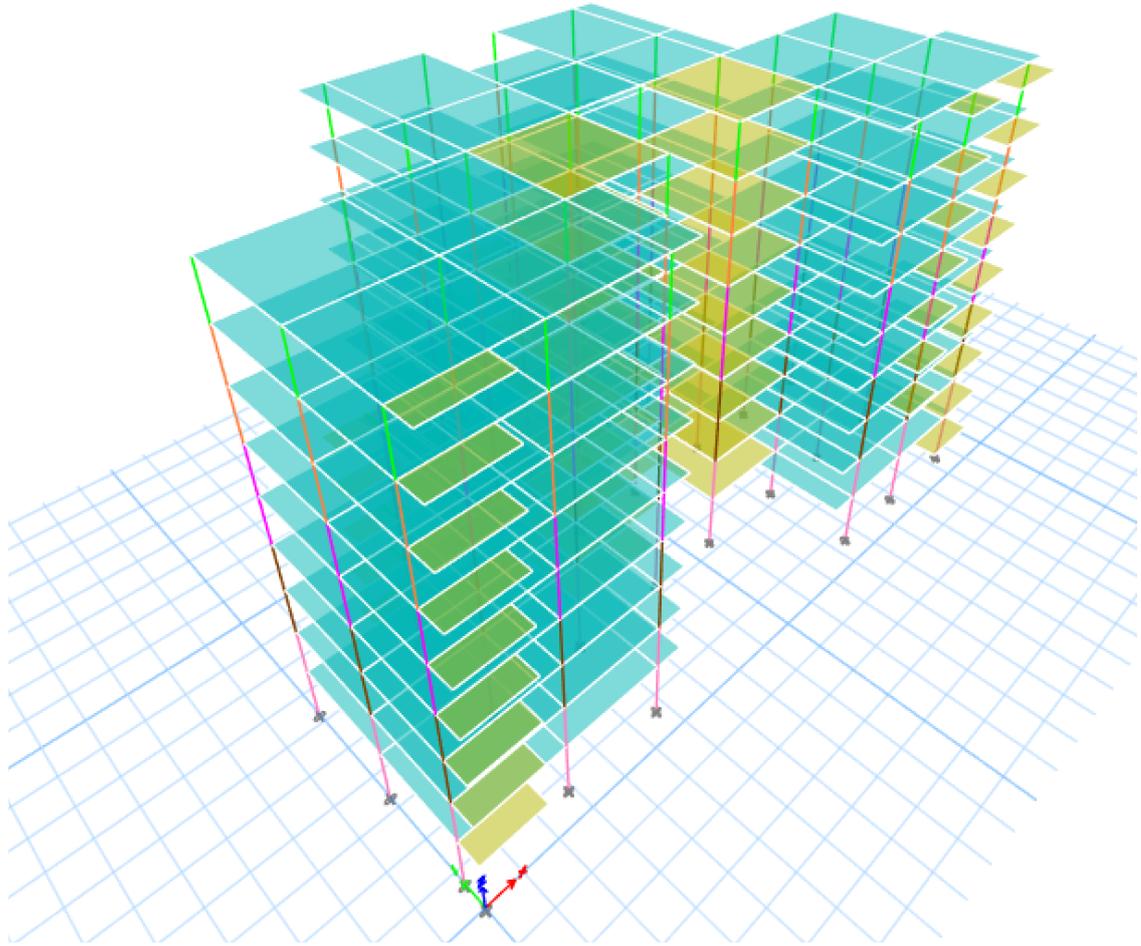


Figure IV. 3: Modèle initiale 3D

IV.4.1 Les résultats du model initial

Tableau IV. 1: Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,537	1,005E-05	0,6977	0	1,005E-05	0,6977	0
2	1,445	0,002	0,0016	0	0,0021	0,6993	0
3	1,378	0,7163	1,12E-06	0	0,7183	0,6993	0
4	0,61	4,718E-06	0,1602	0	0,7183	0,8595	0
5	0,572	0,0029	0,0008	0	0,7212	0,8603	0
6	0,543	0,1511	3,149E-06	0	0,8724	0,8603	0
7	0,358	1,1E-06	0,0616	0	0,8724	0,9219	0
8	0,335	0,001	0,0003	0	0,8734	0,9222	0
9	0,323	0,056	1,692E-06	0	0,9294	0,9222	0

IV.4.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1.537 s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un. mode de translation parallèlement à X-X.

Remarque :

- Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure initiale sans voiles.
- Le pré dimensionnement des poutres était de 30 x 50 pour les poutres principales et de 30 x 45 pour les secondaires.

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

L'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le « **RPA99 version 2003** » [1] 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 inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Soit :

$W=55047,3772KN$ (calcul automatique sur **ETABS version 18.1.0**).

$A=0,25$ (groupe 2, zone III) ; $Q_x=1,25$; $Q_y=1,25$; $R=5$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 version 2003** [1] », nous choisirons la formules qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

On a : $h_N=27,98$ m

Où :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Selon x - x : $L_x = 43,12$ m $\rightarrow T_x = 0,38$ s.

Selon y - y : $L_y = 26,05$ m $\rightarrow T_y = 0,49$ s.

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} & (\text{site 3}) \\ T_2 = 0,50 \text{ s} & (\text{site 3}) \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$D_x = D_y = 2,5(0,8819) = 2,20$$

On trouve :

$$V_x = V_y = \frac{(0,25)(2,20)(1,25)}{5} * 55047,3772 \rightarrow V_x = V_y = 7569,01 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS version 18.1.0 on a : $F_1 = V_t^x = 5141,17$ kN

$$F_2 = V_t^y = 4764,06 \text{ kN}$$

Ce qui donne :

$$V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V^y$$

$$V_t^x < 0,8V^x \rightarrow r_x = 1,17$$

$$V_t^y < 0,8V^y \rightarrow r_y = 1,27$$

IV.4.3 Vérification des déplacements latéraux inters étage

L'une des vérifications préconisées par le *RPA99version 2003*[1], concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du *RPA99 version 2003* [1] l'inégalité ci-dessous doit

nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 \text{ he}$.

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens :

$x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

Données : $r_x=1,17$, $r_y=1,27$, $R=5$

Tableau IV. 2: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial)

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
27,98	9,5186	12,4197	40,678	48,897	4,04	5,34	306	Non vérifiée
24,92	8,5644	11,0636	36,6435	43,558	4,81	6,28	306	Non vérifiée
21,86	7,4489	9,4696	31,833	37,282	5,71	7,03	306	Non vérifiée
18,8	6,1227	7,6836	26,123	30,251	5,07	6,23	306	Non vérifiée
15,74	4,9262	6,1017	21,0525	24,023	5,28	6,23	306	Non vérifiée
12,68	3,6917	4,5200	15,7765	17,796	4,50	5,28	306	Non vérifiée
9,62	2,6397	3,1790	11,281	12,516	4,44	5,05	306	Non vérifiée
6,56	1,6010	1,8957	6,842	7,464	3,64	4,10	306	Non vérifiée
3,50	0,7492	0,8552	3,202	3,367	3,20	3,37	350	vérifiée

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment a dépassé les 17 mètres en zone III. Ce qui d'après le « **RPA99 version 2003** » [1] rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.5 RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BÂTIMENT

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

a. *Modèle final :*

a.1. *Dessin de disposition des voiles :*

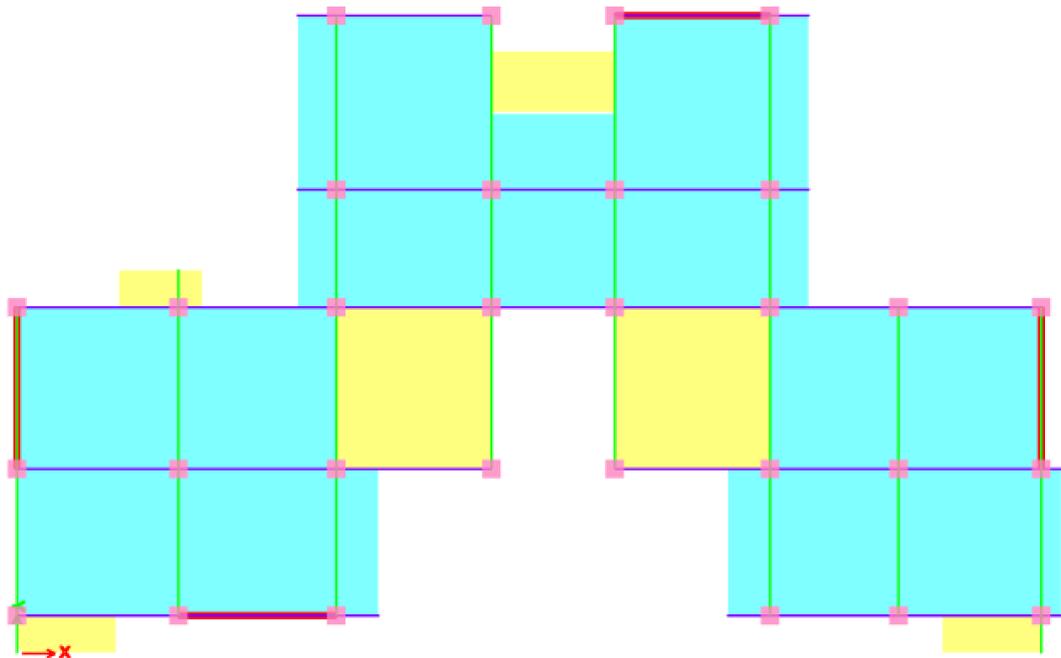


Figure IV. 4: modèle final 2D

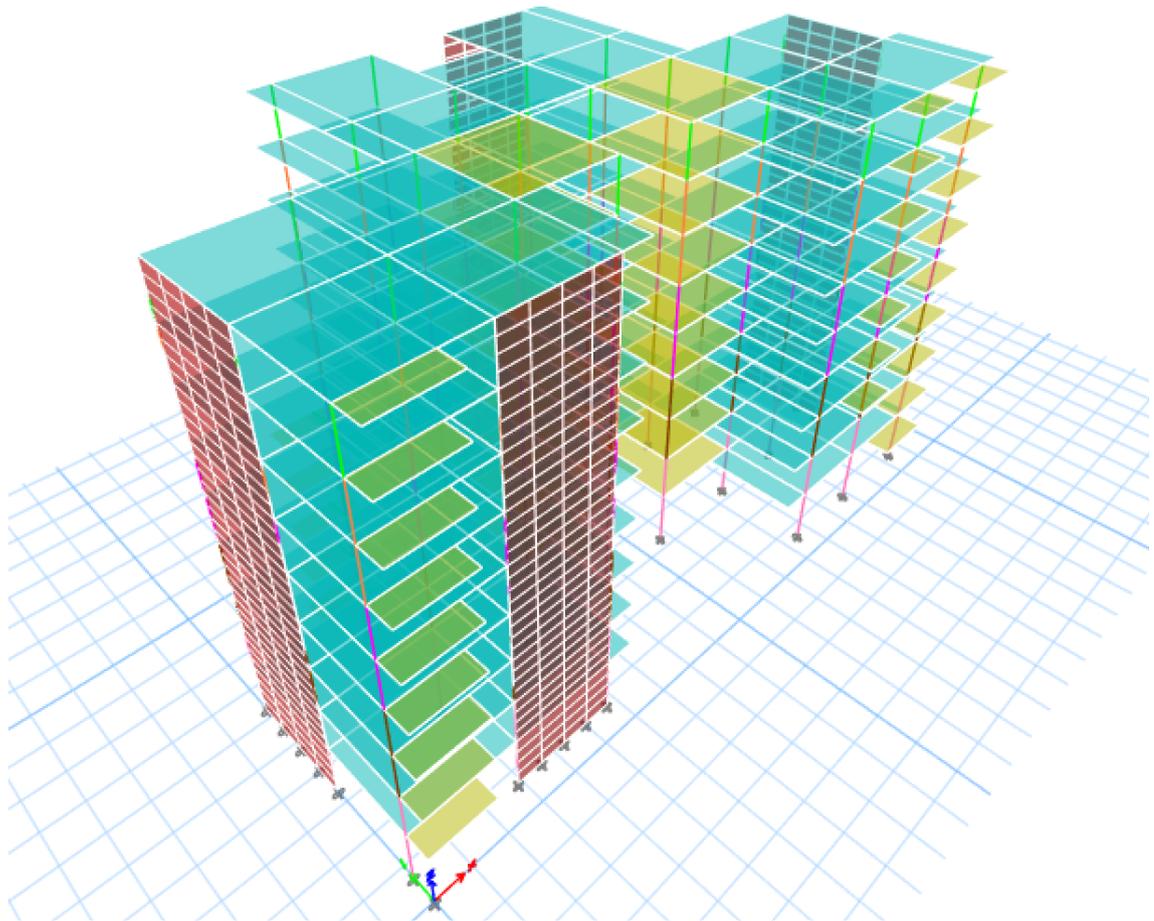


Figure IV. 5: modèle final 3D

a.2. Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 3: Période et facteurs de participation massique du modèle 1

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,606	0,6929	0,0002	0	0,6929	0,0002	0
2	0,583	0,0002	0,6954	0	0,6931	0,6956	0
3	0,393	0,0006	0,0002	0	0,6937	0,6957	0
4	0,154	0,2	0,0001	0	0,8937	0,6958	0
5	0,148	0,0001	0,2007	0	0,8938	0,8965	0
6	0,094	0,0006	0,0001	0	0,8944	0,8966	0
7	0,074	0,0585	1,846E-05	0	0,9529	0,8966	0
8	0,072	2,307E-05	0,0581	0	0,9529	0,9547	0

a.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit: } v = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W=62769,18 \text{ KN} ; R=5 ; Q_x=1,25 ; Q_y=1,25 ; A=0,25$$

Ce qui donne :

$$D_x = D_y = 2,5(0,8819) = 2,20$$

On trouve :

$$V^x = V^y = \frac{0,25(2,20)(1,25)}{5} * 62769,18 = 8649,57 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 0,8V^y = 6919,65 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 7557,87 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 7751,60 \text{ kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS version 18.1.0 on a :

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V^y$$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,91 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,89 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y (selon le cas).

Données : $r_x=1$, $r_y=1$, $R=5$

Tableau IV. 4: Vérification des déplacements inter étages (modèle 1)

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
27,98	2,2399	2,1154	11,1995	10,577	2,23	2,11	306	vérifiée
24,92	1,961	1,8498	9,805	9,249	1,96	1,84	306	vérifiée
21,86	1,6586	1,5678	8,293	7,839	1,65	1,56	306	vérifiée
18,8	1,353	1,2801	6,765	6,401	1,35	1,28	306	vérifiée
15,74	1,0528	0,9969	5,264	4,985	1,05	0,99	306	vérifiée
12,68	0,765	0,7253	3,825	3,627	0,76	0,72	306	vérifiée
9,62	0,5045	0,479	2,5225	2,395	0,50	0,47	306	vérifiée
6,56	0,2813	0,2681	1,4065	1,341	0,28	0,26	306	vérifiée
3,50	0,1089	0,1044	0,5445	0,522	0,10	0,10	350	vérifiée

b. Constatations :

- le premier mode et second mode sont des modes de translation pure (respectivement parallèlement à y-y et à x-x).
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- Les déplacements relatifs inter étages sont vérifiés.

IV.6 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$$

On doit vérifier que : $\nu \leq 0,30$ chaque 2 étage dégradation la section des poteaux en donne : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Tableau IV. 5: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT POTEUX

Poteau	Nd(KN)	ν	Observation
75x75	4522,97	0,26	vérifiée
70x70	3360,26	0,22	vérifiée
65x65	2375,93	0,18	vérifiée
60x60	1426,12	0,13	vérifiée
55x55	504,27	0,055	vérifiée

IV.7 JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ

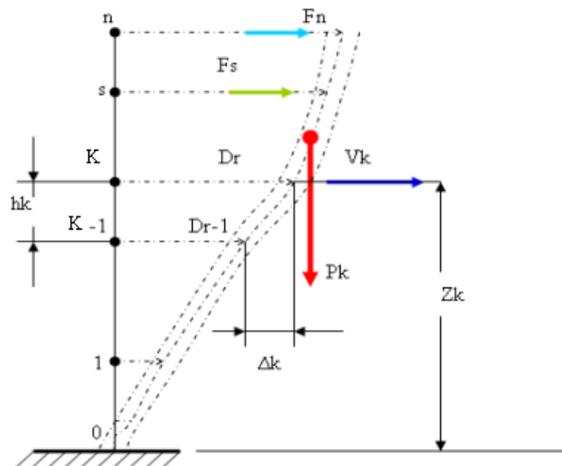


Figure IV. 6: Evaluation des effets du second ordre

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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{"RPA99 version 2003" [1]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1".

h_K : Hauteur de l'étage "K".

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_i = 0 & \text{si } T \leq 0,7 s \\ F_i = 0,07 TV & \text{si } T > 0,7 s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 6: Calcul de l'effort tranchant VKx et VKy et PK à partir de l'ETABS

Niveaux	H (m)	PK(kN)	VKx (kN)	VKy (kN)
8 ^{ème}	27,98	7006,2925	1850,9108	1876,2137
7 ^{ème}	24,92	13633,9351	3200,2931	3271,8642
6 ^{ème}	21,86	20261,5778	4271,6096	4375,2781
5 ^{ème}	18,80	27023,8642	5157,6606	5291,4619
4 ^{ème}	15,74	33923,5147	5906,4111	6059,809
3 ^{ème}	12,68	40969,1901	6509,3793	6683,1537
2 ^{ème}	9,62	48014,8655	6982,3603	7164,8089
1 ^{er}	6,56	55269,6624	7338,7457	7531,8566
RDC	3,50	62767,0644	7557,867	7751,596

Tableau IV. 7: Calcul de θ_x et θ_y

Niveaux	P_K (kN)	$\Delta_x 10^{-2}$ (m)	$\Delta_y 10^{-2}$ (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (m)	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
8ème	7006,2925	2,23	2,11	1850,9108	1876,2137	27,98	0,017	0,016	OK
7ème	13633,9351	1,96	1,84	3200,2931	3271,8642	24,92	0,021	0,019	OK
6ème	20261,5778	1,65	1,56	4271,6096	4375,2781	21,86	0,024	0,022	OK
5ème	27023,8642	1,35	1,28	5157,6606	5291,4619	18,80	0,026	0,024	OK
4ème	33923,5147	1,05	0,99	5906,4111	6059,809	15,74	0,027	0,025	OK
3ème	40969,1901	0,76	0,72	6509,3793	6683,1537	12,68	0,027	0,025	OK
2ème	48014,8655	0,50	0,47	6982,3603	7164,8089	9,62	0,025	0,023	OK
1er	55269,6624	0,28	0,26	7338,7457	7531,8566	6,56	0,021	0,020	OK
RDC	62767,0644	0,10	0,10	7557,867	7751,596	3,50	0,013	0,012	OK

IV.8 JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par "*RPA99 version 2003*" [1].

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Dans le sens xx et yy :

- ❖ voiles $\leq 0,20 W$ à la base
- ❖ Portique $\geq 0,25 E$ à chaque étage

Sens xx

Tableau IV. 8: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x

<i>niveaux</i>		<i>W(ELS) kN</i>	<i>W en %</i>	<i>EX(kN)</i>	<i>EX en %</i>
<i>8^{eme}</i>	<i>structure</i>	-7054,03	100	2286,18	100
	<i>voiles</i>	-1325,24	18,78	873,65	38,21
	<i>portique</i>	-5728,78	81,21	2286,18	61,78
<i>7^{eme}</i>	<i>structure</i>	-14329,71	100	3975,34	100
	<i>voiles</i>	-2594,25	18,10	2078,71	52,29
	<i>portique</i>	-11735,45	81,89	1979,23	47,70
<i>6^{eme}</i>	<i>structure</i>	-21710,96	100	5309,69	100
	<i>voiles</i>	-3817,29	17,85	3265,59	61,50
	<i>portique</i>	-17893,67	82,41	2060,24	38,49
<i>5^{eme}</i>	<i>structure</i>	-29112,10	100	6401,27	100
	<i>voiles</i>	-4905,29	16,84	4059,31	63,41
	<i>portique</i>	-24206,87	83,15	2349,86	36,58
<i>4^{eme}</i>	<i>structure</i>	-36816,03	100	7323,36	100
	<i>voiles</i>	-6038,29	16,40	4998,64	68,25
	<i>portique</i>	-30777,73	83,59	2342,62	31,74
<i>3^{eme}</i>	<i>structure</i>	-44522,08	100	8667,46	100
	<i>voiles</i>	-6990,12	15,70	6582,90	69,95
	<i>portique</i>	-37551,93	84,29	2101,74	30,05
<i>2^{er}</i>	<i>structure</i>	-52392,01	100	9105,23	100
	<i>voiles</i>	-8021,63	15,31	6966,31	71,51
	<i>portique</i>	-44368,39	84,61	2164,28	28,49
<i>1^{er}</i>	<i>structure</i>	-60810,48	100	9357,65	100
	<i>voiles</i>	-8899,98	14,63	5800,61	61,98
	<i>portique</i>	-51910,49	85,36	3561,42	38,01
<i>RDC</i>	<i>structure</i>	-69328,31	100	9030,9	100
	<i>voiles</i>	-10166,88	14,66	6576,91	72,82
	<i>portique</i>	-59161,42	85,33	2456,32	27,17

Donc R=5 *vérifiée*

Sens yy

Tableau IV. 9: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y

niveaux		W(ELS) kN	W en %	EY(kN)	EY en %
8 ^{eme}	structure	7708,49	100	30,34	100
	voiles	1424,31	18,47	11,81	38,92
	portique	6284,17	81,52	25,29	61,07
7 ^{eme}	structure	12292,47	100	45,55	100
	voiles	1357,39	18,04	25,46	55,89
	portique	10935,08	88,95	21,15	44,10
6 ^{eme}	structure	22431,97	100	50,94	100
	voiles	3896,50	17,37	31,60	62,03
	portique	18535,47	82,62	19,42	37,96
5 ^{eme}	structure	29986,88	100	63,24	100
	voiles	5004,29	16,68	39,27	62,09
	portique	24982,58	83,31	24,33	37,90
4 ^{eme}	structure	37690,81	100	68,62	100
	voiles	6137,36	16,28	68,62	57,22
	portique	31553,44	83,71	22,03	42,77
3 ^{eme}	structure	45540,76	100	83,78	100
	voiles	7089,19	15,56	60,85	72,63
	portique	38541,57	84,43	23,69	27,36
2 ^{er}	structure	53390,71	100	82,26	100
	voiles	8126,68	15,22	63,27	70,92
	portique	45268,03	84,77	19,61	29,08
1 ^{er}	structure	61942,30	100	105,22	100
	voiles	8999,05	14,52	82,70	73,60
	portique	52943,24	85,47	23,03	26,40
RDC	structure	70541,39	100	9030,9	100
	voiles	10272,54	14,66	6576,91	61,16
	portique	60268,84	85,33	2456,32	38,83

Donc R=5 vérifiée

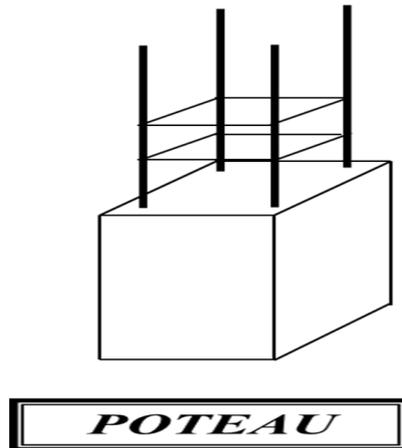
IV.9 CONCLUSIONS

- 1- Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques.
- 2- On constate d'après le (tableau IV.7) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet $P-\Delta$.
- 3- Ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle final qui seront ferrailés dans les chapitres qui suivent.
- 4- Alors, le choix du coefficient de comportement global sens xx-yy de la structure ($R=5$) est justifié à chaque étage.

Chapitre V :
Ferraillage des éléments résistants

V.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le *BAEL 91[3]* et le *RPA99 version 2003 [1]*.



V.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.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) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=30MPa$; $\sigma_{bc}=17MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance *FeE500* ; $\sigma_s=435MPa$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=30MPa$; $\sigma_{bc}=17MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance *FeE500* ; $\sigma_s=435MPa$

V.2.2 COMBINAISON D'ACTION

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon BAEL 91 :[3]

a.1. *ELU* : Situation durable.

$$1,35G+1,5Q$$

a.2. *ELS* : Situation durable.

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 version 2003 :[1] Situation accidentelle.

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- M^{max}, N^{corr}

2- N^{max}, M^{corr}

3- N^{min}, M^{corr}

V.2.3 RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003

D'après le *RPA99 version 2003[1]*, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ 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'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable : 1,35G+1,5Q

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V. 1: Ferrailage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	75x75	-4522,97	13,44	SEC	0	0	50,62
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	-3360,26	23,92	SEC	0	0	44,1
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	-2375,93	26,92	SEC	0	0	38,02
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	-1426,12	30,78	SEC	0	0	32,4
8 ^{eme}	55x55	-504,27	39,76	SEC	0	0	27,22

b. (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	75x75	-2006,40	152,68	SEC	0	0	50,62
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	-1409,27	133,99	SEC	0	0	44,1
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	-1125,22	135,32	SEC	0	0	38,02
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	-910,57	116,21	SEC	0	0	32,4
8 ^{eme}	55x55	-298,08	200,00	SPC	6,63	0	27,22

c. (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	75x75	-1717,57	74,74	SEC	0	0	50,62
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	-1262,47	71,98	SEC	0	0	44,1
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	-1262,47	71,98	SEC	0	0	38,02
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	-390,96	64,85	SEC	0	0	32,4
8 ^{eme}	55x55	-177,07	115,88	SPC	3,88	0	27,22

2. Situation accidentelle 1 :

- $G+Q+E$

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V. 4: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	75x75	-1149,44	29,71	SEC	0	0	50,62
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	-2541,37	132,34	SEC	0	0	44,1
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	-1799,47	124,50	SEC	0	0	38,02
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	-1079,28	111,73	SEC	0	0	32,4
8 ^{eme}	55x55	-380,87	106,41	SPC	0,44	0	27,22

b. (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	75x75	-3116,17	261,48	SEC	0	0	50,62
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	-1982,06	189,86	SEC	0	0	44,1
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	-1310,86	171,56	SEC	0	0	38,02
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	-974,56	158,47	SEC	0	0	32,4
8 ^{eme}	55x55	-313,32	197,12	SPC	6,76	0	27,22

c. (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (N^{min}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	75x75	-990,93	72,54	SEC	0	0	50,62
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	-716,18	87,34	SEC	0	0	44,1
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	-467,46	110,32	SEC	0	0	38,02
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	-223,73	101,48	SPC	2,06	0	32,4
8 ^{eme}	55x55	-102,05	158,49	SPC	6,96	0	27,22

3. Situation accidentelle 2 :

- 0,8G+E

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau V. 7: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	75x75	-2262,63	234,79	SEC	0	0	50,62
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	-1743,33	130,43	SEC	0	0	44,1
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	-1239,50	121,29	SEC	0	0	38,02
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	-750,17	107,54	SEC	0	0	32,4
8 ^{eme}	55x55	-277,29	101,05	SPC	1,46	0	27,22

b. (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V. 8: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	75x75	-2144,55	247,67	SEC	0	0	50,62
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	-1403,30	167,36	SEC	0	0	44,1
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	-916,94	154,47	SEC	0	0	38,02
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	-682,24	142,98	SEC	0	0	32,4
8 ^{eme}	55x55	-223,02	188,62	SPC	6,77	0	27,22

c. (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau V. 9: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (N^{min}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	75x75	-559,69	34,90	SEC	0	0	50,62
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	-384,79	66,5337	SEC	0	0	44,1
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	-245,22	89,33	SEC	0	0	38,02
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	-119,15	78,93	SPC	2,07	0	32,4
8 ^{eme}	55x55	-57,25	134,08	SPC	6,9	0	27,22

V.2.4 Choix des armatures

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	75x75	0	50,62	225	337,5	12T20+8T16	53,76
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	0	44,1	196	294	12T20+4T16	45,72
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65x65	0	38,02	169	253,5	12T20+4T16	45,72
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60x60	2,07	32,4	144	216	4T20+12T16	36,68
8 ^{ème}	55x55	6,96	27,22	121	181,5	12T16+4T14	30,28

V.2.5 VÉRIFICATION VIS-A-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 :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Acier :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu.

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$0,8 \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 200 \text{ MPa}$$

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 :

Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{sermax} (kN)	M _{sercorr} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	75x75	3284,39	9,68	SEC	81,9	250	5,48	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	2446,19	17,28	SEC	71,3	250	4,81	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65x65	1039,55	22,34	SEC	38,5	250	2,66	18	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60x60	1730,23	19,52	SEC	70,6	250	4,82	18	OK
8 ^{ème}	55x55	369,41	28,94	SPC	26,6	250	2,02	18	OK

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{ser}^{max} (kNm)	N_{ser}^{corr} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	75x75	149,07	232,29	SEC	47,4	250	5,1	18	OK
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	96,86	1027,89	SEC	45,7	250	3,35	18	OK
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	84,34	664,47	SEC	39,8	250	3,02	18	OK
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	97,67	821,30	SEC	57,2	250	4,39	18	OK
8 ^{eme}	55x55	146,16	217,75	SPC	70	250	8,63	18	OK

Tableau V. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{min} , M_{ser}^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{min} (kNm)	M_{ser}^{corr} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	75x75	-1255,99	53,96	SEC	44,4	250	3,1	18	OK
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	70x70	-923,56	52,45	SEC	40,5	250	2,86	18	OK
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	65x65	-602,56	54,79	SEC	36,3	250	3,02	18	OK
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	60x60	-285,60	47,22	SPC	43,2	250	3,23	18	OK
8 ^{eme}	55x55	-129,11	84,46	SPC	40,8	250	4,66	18	OK

V.2.6 VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

V.2.6.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

* Selon le BAEL 91 modifié 99 : [3]

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots$ Fissuration préjudiciable et très

préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 :[1]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d=0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 13: 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+ 1 ^{er}	75x75	123,41	0,24	11,31	0,075	2,25	3	OK
2 ^{ème} + 3 ^{ème}	70x70	102,23	0,23	10,60	0,075	2,25	3	OK
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	65x65	98,54	0,25	11,41	0,075	2,25	3	OK
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	60x60	86,89	0,26	12,36	0,075	2,25	3	OK
8 ^{ème}	55x55	132,35	0,45	13,49	0,075	2,25	3	OK

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99[3]** et celles du **RPA99 version 2003[1]** ; elles sont données comme suit :

* Selon BAEL91 : [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right. \quad \text{(Art III.3.a Page BAEL91)}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le RPA99 version 2003 : [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédente si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 14: Espacements maximaux selon RPA99

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _t (mm)
RDC+ 1 ^{er}	75x75	12T20+8T16	20 et 16
2 ^{ème} +3 ^{ème}	70x70	12T20+4T16	20et16
4 ^{ème} +5 ^{ème}	65x65	12T20+4T16	20 et 16
6 ^{ème} +7 ^{ème}	60x60	4T20+12T16	20 et16
8 ^{ème}	55x55	12T16+4T14	16 et 14

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 15: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Section (cm ²)	Niveaux	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
75x75	RDC	2,45	3,26	3,75	123,41	N	10	1,23	6T8	3
						C	15	1,85	6T8	3
75x75	1 ^{ème}	2,14	2,85	3,75	123,41	N	10	1,23	6T8	3
						C	15	1,85	6T8	3
70x70	2 ^{ème} +3 ^{ème}	2,14	3,05	3,75	102,23	N	10	1,09	6T8	3
						C	15	1,64	6T8	3
65x65	4 ^{ème} +5 ^{ème}	2,14	3,29	3,75	98,54	N	10	1,13	6T8	3
						C	15	1,70	6T8	3
60x60	6 ^{ème} +7 ^{ème}	2,14	3,56	3,75	86,89	N	10	1,08	6T8	3
						C	15	1,62	6T8	3
55x55	8 ^{ème}	2,14	3,89	3,75	132,35	N	10	1,80	6T8	3
						C	15	2,70	6T8	3

V.2.7 LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=50Ø_t en zone III [1]

Pour : T20.....L_r=100cm

T16.....L_r=80cm

V.2.8 FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r: Section réduite du poteau considéré (B_r= (a-2)(b-2)) cm²

α: Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau ($B=a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

La section réduite $B_r= (a-0,02)^2 [m^2]$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(RDC) = 4522,97 \text{ KN}$$

a.1. Poids revenant au poteau du sous sol 1 :

- Poids du plancher sous sol $G \times S = 6,40 \times 37,02 = 236.93 \text{ kN}$

- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 2,90 \times (0,75)^2 \times 25 = 40.78 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,50 \times 5,995 \times 25 = 22.48 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,30 \times 0,45 \times 6,175 \times 25 = 20.84 \text{ kN}$

$$G = 321,03 \text{ kN}$$

a.2. Charge d'exploitation : [5]

$$Q_{ss1} = 2,5 \times 12,7 = 31.75 \text{ KN}$$

$$N_u(SS1) = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u(SS1) = 481,01 \text{ KN}$$

$$N_u(\text{Sous sol}) = N_u(RDC) + N_u(SS1)$$

$$N_u(\text{Sous sol}) = 5003,98 \text{ KN}$$

b. Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 21,65 \text{ cm}$

- $\lambda = \frac{0,7 \times 2,9 \cdot 10^2}{21,65} = 9,37 < 50$

- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$

- $Br = (75 - 2)^2 = 5329 \text{ .cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{5003 \cdot 0,98 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{5329 \cdot 10^2 \cdot 30}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s \geq -1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,9\% B \text{ (Selon le RPA99 version 2003) [1].}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 50,62 \text{ cm}^2$$

On prend : $12T20+8T16 = 53,76\text{cm}^2$

c. Détermination des armatures transversales :

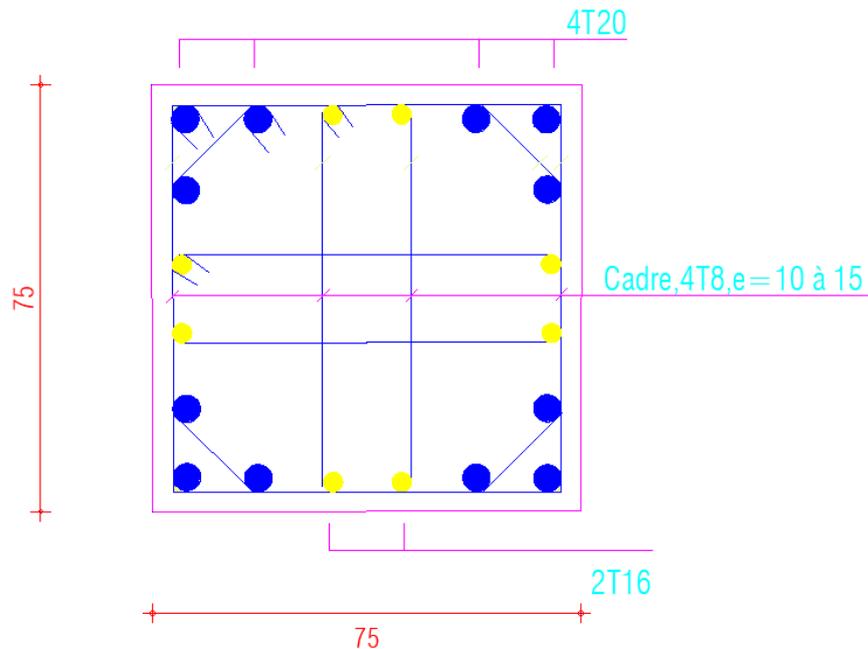
Pour les poteaux d'infrastructure ;

$$A_t = 6T8 = 3 \text{ cm}^2$$

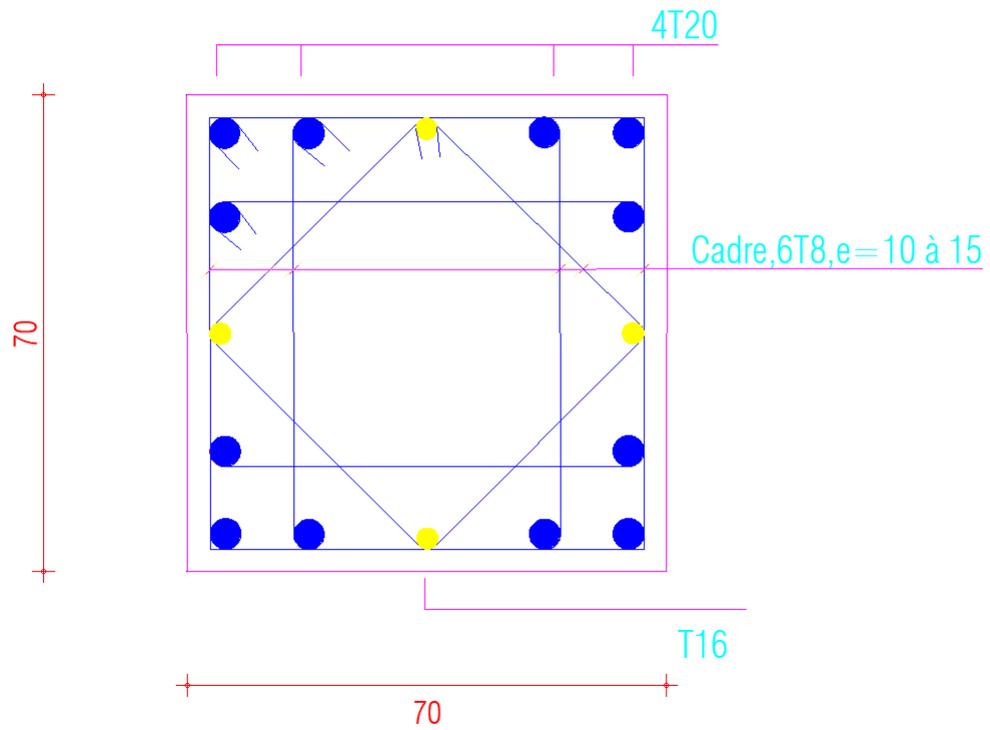
Espacement en zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

Espacement en zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

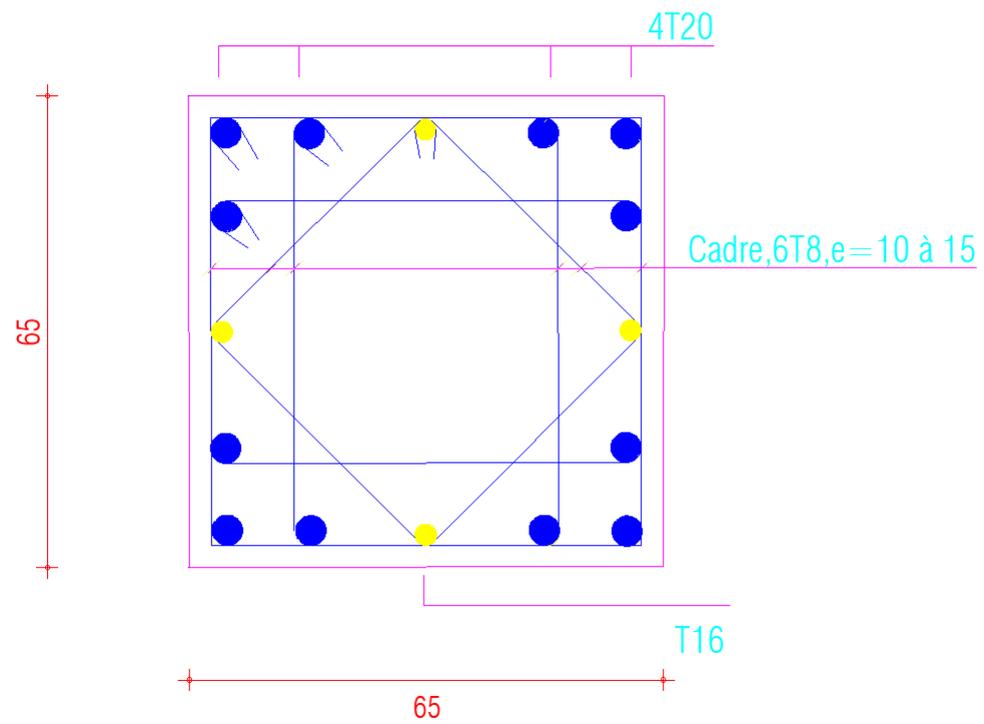
Sous-sol, RDC et 1^{er} étage



2^{ème}, 3^{ème} étage



4^{ème}, 5^{ème} étage



6^{ème} et 7^{ème} étage

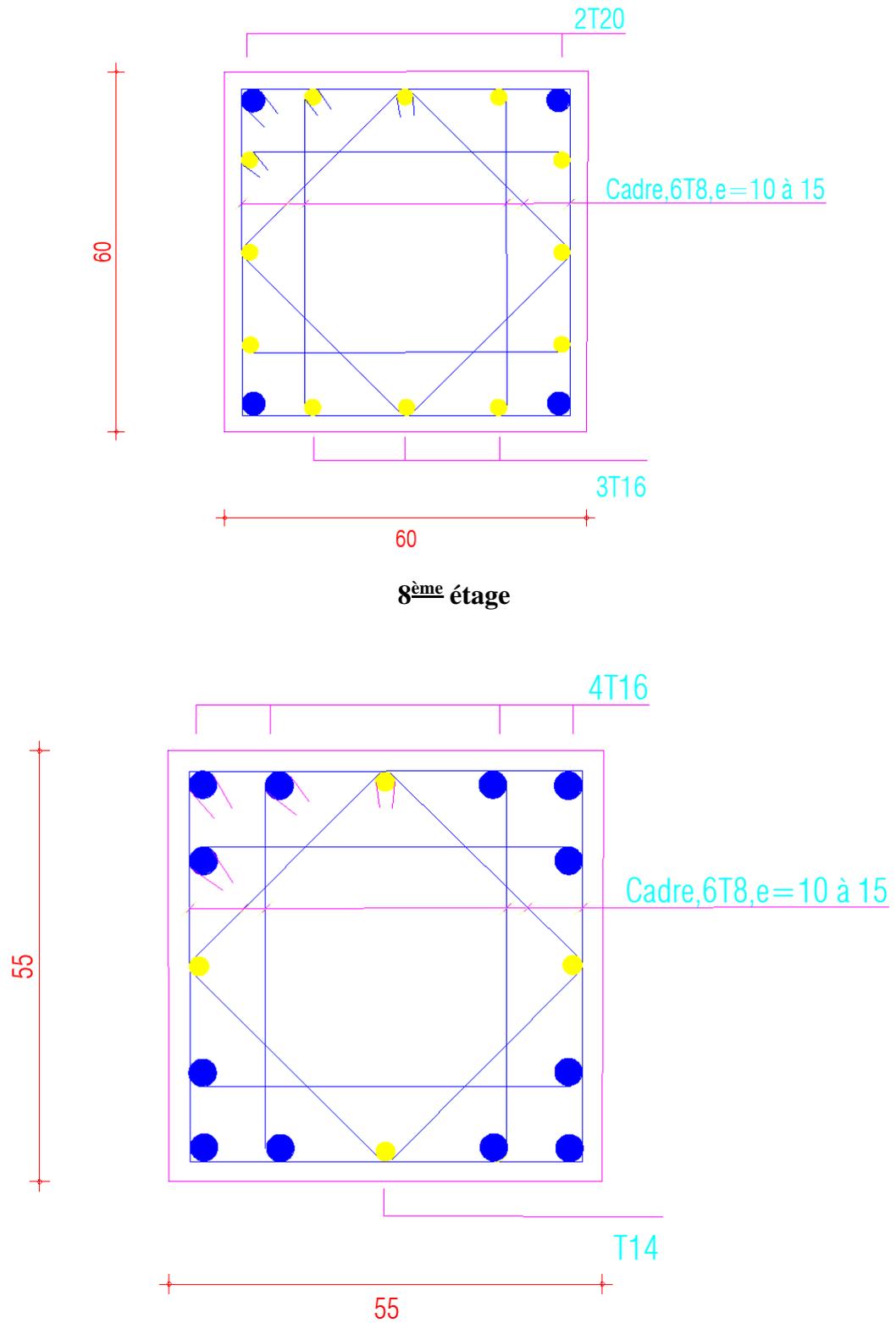


Figure V. 1: Ferrailage des poteaux

V.3 FERRAILLAGE DES POUTRES

V.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 :

- Situation durable et transitoire : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$
 $0.8G+E$

N.B :

Les poutres sont calculées en fissuration peu préjudiciable (**Art IV.3.a page 38 BAEL 91**).

V.3.2 RECOMMANDATION DU *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° .

V.3.3 CALCUL DU FERRAILLAGE

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré un seul sens (car on a des plancher en dalle pleine donc toutes les poutres sont porteuses)

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Ferrailage des poutres :

a. Poutre principale :

Tableau V. 16: Ferrailage des poutres principales (30x50)

ETAGE	Section	Position	combinaison	M^{max}	A_s	A_s'	A_{sRPA}^{min}
	(cm ²)			(kNm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
RDC	30X50	Appui	ELU	-246,55	14,48	0	7,5
		Travée	ELU	132,55	7,2	0	7,5
1	30X50	Appui	ELU	-248,42	14,62	0	7,5
		Travée	ELU	132,41	7,19	0	7,5
2	30X50	Appui	G+Q+EY	-250,23	12,05	0	7,5
		Travée	ELU	123,75	6,69	0	7,5
3	30X50	Appui	G+Q+EY	-262,77	12,72	0	7,5
		Travée	ELU	124,23	6,71	0	7,5
4	30X50	Appui	G+Q+EY	-271,48	13,19	0	7,5
		Travée	ELU	127,25	6,89	0	7,5
5	30X50	Appui	G+Q+EY	-264,95	12,84	0	7,5
		Travée	0,8G+EY	123,75	5,67	0	7,5
6	30X50	Appui	G+Q+EY	-265,93	12,89	0	7,5
		Travée	0,8G+EY	120,30	5,51	0	7,5
7	30X50	Appui	G+Q+EY	-265,93	12,89	0	7,5
		Travée	0,8G+EY	120,30	5,51	0	7,5
8	30X50	Appui	G+Q+EY	-245,45	11,79	0	7,5
		Travée	0,8G+EY	117,57	5,38	0	7,5

b. Poutre secondaire

Tableau V. 17: Ferrailage des poutres secondaire (30X45)

ETAGE	Section	Position	combinaison	M^{max}	A_s	A_s'	A_{sRPA}^{min}
	(cm ²)			(kNm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
RDC	30X45	Appui	G+Q+EX	-114,07	5,68	0	6,75
		Travée	ELU	45,29	2,68	0	6,75
1	30X45	Appui	G+Q+EX	-138,71	7,38	0	6,75
		Travée	0,8G+EX	62,27	3,2	0	6,75
2	30X45	Appui	G+Q+EX	-156,30	8,39	0	6,75
		Travée	0,8G+EX	79,04	4,09	0	6,75
3	30X45	Appui	G+Q+EX	-169,32	9,15	0	6,75
		Travée	0,8G+EX	89,52	4,65	0	6,75
4	30X45	Appui	G+Q+EX	-176,50	9,58	0	6,75
		Travée	0,8G+EX	93,55	4,87	0	6,75
5	30X45	Appui	G+Q+EX	-180,75	9,83	0	6,75
		Travée	0,8G+EX	96,28	5,02	0	6,75

6	30X45	Appui	$G+Q+EX$	-179,63	9,76	0	6,75
		Travée	$0,8G+EX$	92,93	4,84	0	6,75
7	30X45	Appui	$G+Q+EX$	-182,09	9,91	0	6,75
		Travée	$0,8G+EX$	92,37	4,81	0	6,75
8	30X45	Appui	$G+Q+EX$	177,06	9,61	0	6,75
		Travée	$0,8G+EX$	83,12	4,31	0	6,75

V.3.4 CHOIX DES ARMATURES

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Les poutres :

Tableau V. 18: Choix des armatures pour les poutres principales (30x50)

ETAGE	Section (cm ²)	Position	A_s^{\max}	A_s^{\max}	A_s^{\min}	A_s	Choix des armatures	A_s^{adp}
			(ZC)(cm ²)	(ZR)(cm ²)	(cm ²)			(cm ²)
RDC	30x50	Appui	60	90	7,5	14,48	3T20+3T16	15,45
		Travée			7,5	7,2	5T16	10,05
1	30x50	Appui	60	90	7,5	14,62	3T20+3T16	15,45
		Travée			7,5	7,19	5T16	10,05
2	30x50	Appui	60	90	7,5	12,05	3T20+3T16	15,45
		Travée			7,5	6,69	5T16	10,05
3	30x50	Appui	60	90	7,5	12,72	3T20+3T16	15,45
		Travée			7,5	6,71	5T16	10,05
4	30x50	Appui	60	90	7,5	13,19	3T20+3T16	15,45
		Travée			7,5	6,89	5T16	10,05
5	30x50	Appui	60	90	7,5	12,84	3T20+3T16	15,45
		Travée			7,5	5,67	5T16	10,05
6	30x50	Appui	60	90	7,5	12,89	3T20+3T16	15,45
		Travée			7,5	5,51	5T16	10,05
7	30x50	Appui	60	90	7,5	12,89	3T20+3T16	15,45
		Travée			7,5	5,51	5T16	10,05
8	30x50	Appui	60	90	7,5	11,79	3T20+3T16	15,45
		Travée			7,5	5,38	5T16	10,05

Tableau V. 19: Choix des armatures pour les poutres secondaires (30x45)

ETAGE	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max}	A _s ^{max}	A _{sRPA} ^{min}	A _s	Choix des armatures	A _s ^{adp}
			(ZC)(cm ²)	(ZR)(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
RDC	30X45	Appui	54	81	6,75	5,68	5T14	7,70
		Travée			6,75	2,68	5T14	7,70
1	30X45	Appui	54	81	6,75	7,38	5T14	7,70
		Travée			6,75	3,2	5T14	7,70
2	30X45	Appui	54	81	6,75	8,39	5T16	10,05
		Travée			6,75	4,09	5T14	7,70
3	30X45	Appui	54	81	6,75	9,15	5T16	10,05
		Travée			6,75	4,65	5T14	7,70
4	30X45	Appui	54	81	6,75	9,58	5T16	10,05
		Travée			6,75	4,87	5T14	7,70
5	30X45	Appui	54	81	6,75	9,83	5T16	10,05
		Travée			6,75	5,02	5T14	7,70
6	30X45	Appui	54	81	6,75	9,76	5T16	10,05
		Travée			6,75	4,84	5T14	7,70
7	30X45	Appui	54	81	6,75	9,91	5T16	10,05
		Travée			6,75	4,81	5T14	7,70
8	30X45	Appui	54	81	6,75	5,68	5T14	7,70
		Travée			6,75	2,68	5T14	7,70

V.3.5 CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [3]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4MPa ; f_e=500MPa$$

Tableau V. 20: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x50	15,70	1,49	Vérifiée
30x45	10,05	1,34	Vérifiée

V.3.6 VÉRIFICATION VIS-A-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 :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa$$

Acier :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu.
Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$0,8 \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 200 \text{ MPa}$$

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 :

Tableau V. 21: Vérification des contraintes pour les poutres (30x50)

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Appui	-177,09	11,8	18	131,4	250	Oui
	Travée	95,17	6,33	18	70,6	250	Oui
1er	Appui	-178,45	11,9	18	132,4	250	Oui
	Travée	95,08	6,33	18	70,6	250	Oui
2eme	Appui	-170,60	11,4	18	126,6	250	Oui
	Travée	89,46	5,95	18	66,4	250	Oui
3eme	Appui	-173,26	11,5	18	128,6	250	Oui
	Travée	89,81	5,98	18	66,6	250	Oui
4eme	Appui	-176,49	11,7	18	131	250	Oui
	Travée	91,99	6,12	18	68,3	250	Oui
5eme	Appui	-153,04	10,2	18	113,6	250	Oui
	Travée	79,44	5,29	18	58,9	250	Oui
6ème	Appui	-156,91	10,4	18	116,4	250	Oui
	Travée	80,98	5,39	18	60,1	250	Oui
7ème	Appui	-162,12	10,8	18	120,3	250	Oui
	Travée	79,97	5,32	18	59,3	250	Oui
8ème	Appui	-155,02	10,3	18	115	250	Oui
	Travée	93,80	6,24	18	69,6	250	Oui

Tableau V. 22: Vérification des contraintes pour les la poutre (30x45)

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Appui	-64,95	6,88	18	65,9	250	Oui
	Travée	32,61	3,45	18	33,1	250	Oui
1er	Appui	-66,36	7,03	18	67,3	250	Oui
	Travée	32,44	3,44	18	32,9	250	Oui
2eme	Appui	-64,48	6,83	18	65,4	250	Oui
	Travée	29,58	3,13	18	30	250	Oui
3eme	Appui	-67,18	7,12	18	68,1	250	Oui

	<i>Travée</i>	29,65	3,14	18	30,1	250	<i>Oui</i>
4eme	<i>Appui</i>	-69,86	7,4	18	70,9	250	<i>Oui</i>
	<i>Travée</i>	30,17	3,2	18	30,6	250	<i>Oui</i>
5eme	<i>Appui</i>	-71,87	7,61	18	72,9	250	<i>Oui</i>
	<i>Travée</i>	30,23	3,2	18	30,7	250	<i>Oui</i>
6ème	<i>Appui</i>	-72,64	7,69	18	73,7	250	<i>Oui</i>
	<i>Travée</i>	30,89	3,27	18	31,3	250	<i>Oui</i>
7ème	<i>Appui</i>	-74,31	7,87	18	75,4	250	<i>Oui</i>
	<i>Travée</i>	30,68	3,25	18	31,1	250	<i>Oui</i>
8ème	<i>Appui</i>	-67,81	7,18	18	68,8	250	<i>Oui</i>
	<i>Travée</i>	31,79	3,37	18	32,2	250	<i>Oui</i>

V.3.7 VÉRIFICATION DE L’EFFORT TRANCHANT

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l’effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_c 28 ; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable (selon leBAEL91modifie 99) [3].

Tableau V. 23: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	<i>Vérifiée</i>
<i>RDC, 1^{er}</i>	30x50	209,05	1,54	3	<i>OK</i>
	30x45	107,52	0,88	3	<i>OK</i>
<i>2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme}</i>	30x50	197,63	1,46	3	<i>OK</i>
	30x45	114,32	0,94	3	<i>OK</i>
<i>6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme}</i>	30x50	181,71	1,34	3	<i>OK</i>
	30x45	115,62	0,95	3	<i>OK</i>
<i>TERR</i>	30x50	192,26	1,42	3	<i>OK</i>
	30x45	94,27	0,77	3	<i>OK</i>

b. Calcul des armatures transversales :

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e=500\text{MPa}$).

Selon le BAEL 91 : [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right. \quad (\text{Art III.3.a Page BAEL91})$$

• *Selon le RPA 99 version 2003 :[1]*

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad (\text{Art 7.5.2.2 page 66 RPA 99(V2003)})$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10} \right) = 1,42 \text{ cm}$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 24: Calcul des armatures transversales

section	Tu(kN)	τu(MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix	A _t ^{adp}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			(cm ²)
30x50	209,05	1,54	40	12,5	25	12,5	25	1,12	4T8	2,01
30x45	115,62	0,95	40	11,25	22,5	11,25	22,5	1,01	4T8	2,01

V.3.8 RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

$L_r = 50\phi$ (zone III). (Art 7.5.2.1 page 65 RPA 99 version 2003)

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 100 \text{ cm}$
- $\phi = 16 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 80 \text{ cm}$
- $\phi = 14 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 70 \text{ cm}$

V.3.9 ARRÊT DES BARRES

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée int ermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

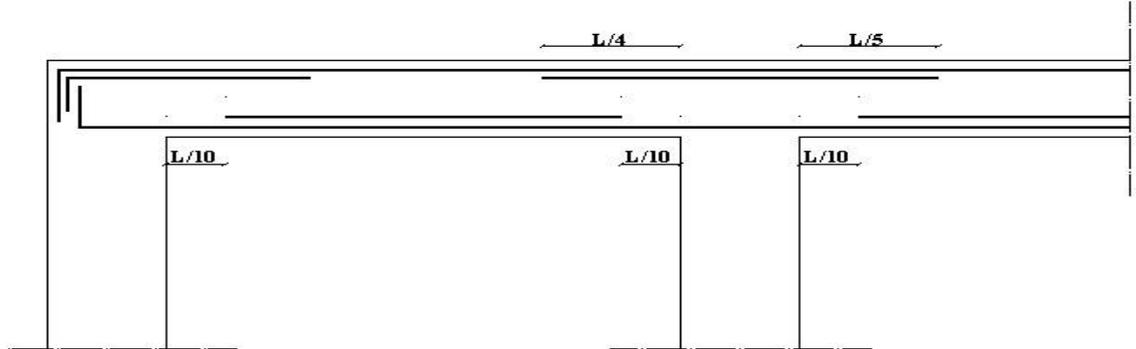


Figure V. 2: Arrêt des barres

V.3.10 Armature de Peau

Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient à défaut de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau.

Ces armatures sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. [C.B.A.93] [2]

$h = 50 \text{ cm}$

$$A_p = 3 \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p(2T12) = 2.26 \text{ cm}^2$

V.3.11 CALCUL DE LA FLECHE

D'après BAEL 91[3] :

On doit vérifier $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ Si } L > 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Si } L < 5,00 \text{ m}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$\text{Avec } I_{Fi} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad \text{et} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_{Fv} = \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\rho = A_s / (b \cdot d) ;$$

$$\lambda_i = (0,05 \cdot f_{t28}) / (\rho(2 + 3b_o/b)) ; \quad \lambda_v = (0,02 \cdot f_{t28}) / (\rho(1 + 3b_o/d))$$

si $\mu < 0$ on prend $\mu = 0$

Tableau V. 25: Calcul de la flèche

Section	Longueur (m)	Mser (kn .m)	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	observation
30 x 50	7,11	95,17	15,19	7,42	7,77	12,10	Vérifier
30x 45	6,55	32,61	4,20	1,60	2,60	11,50	Vérifier

Ferrailage des poutres principales (30x50)

RDC et 1^{er}, ..., 8^{eme} étage

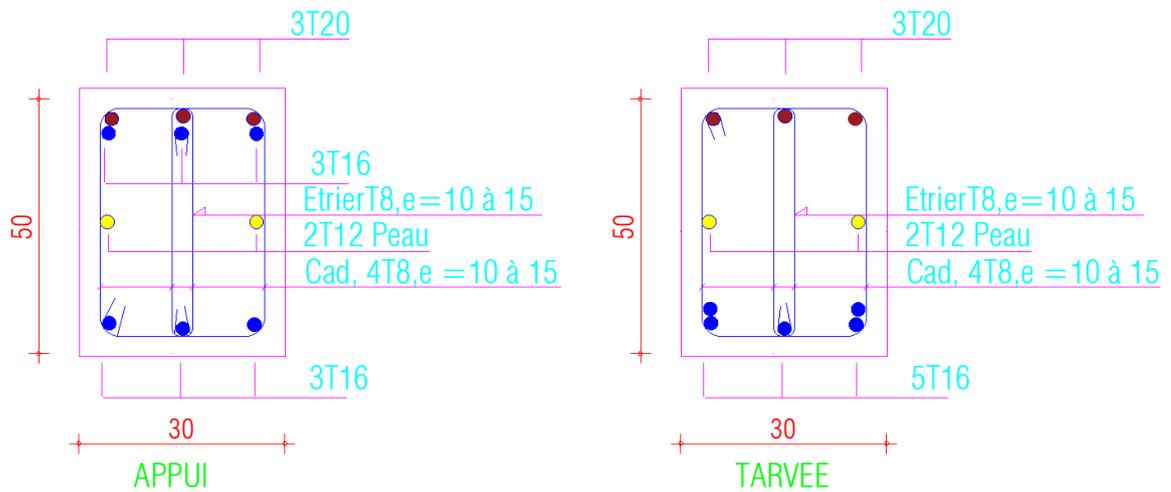
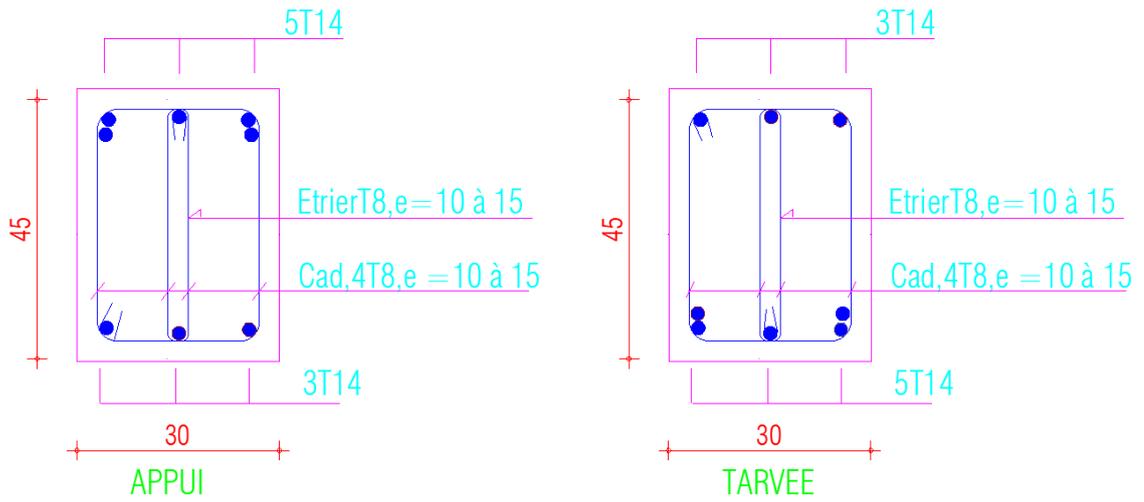


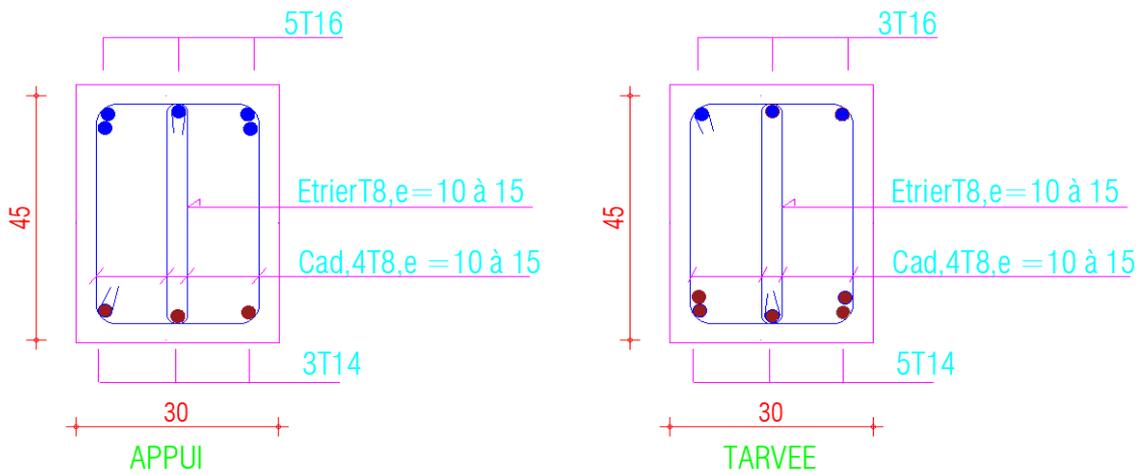
Figure V. 3: Ferrailage poutre principale (30x50)

Ferrailage des poutres secondaires (30x45)

RDC et 1^{er} étage



2^{eme}, 3^{eme} 7^{eme} étage



8^{eme} étage

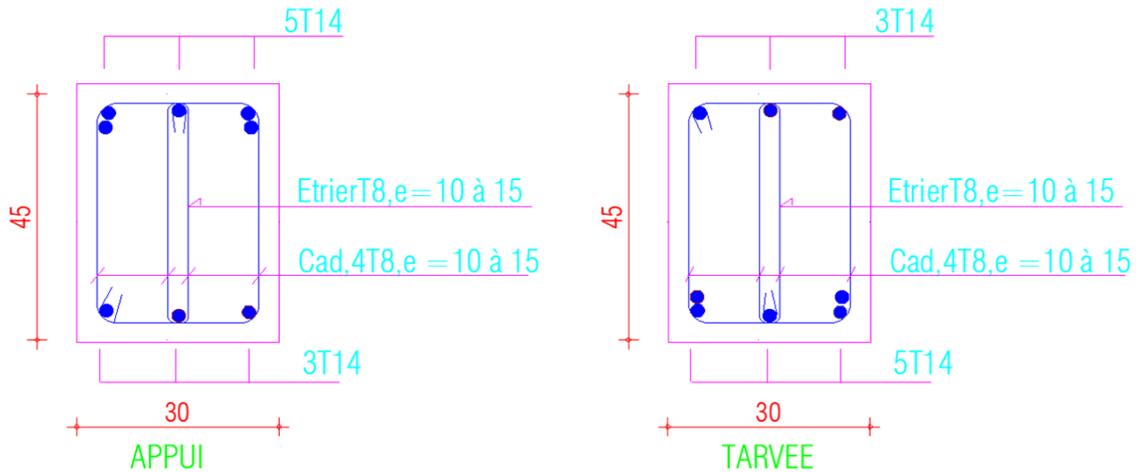


Figure V. 4: Ferrailage poutre secondaire (30x45)

Remarque :

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. (Art 7.5.2.1 page 65 RPA 99 version 2003).

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES

V.4.1 GENERALITES

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 armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

V.4.2 Introduction au ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

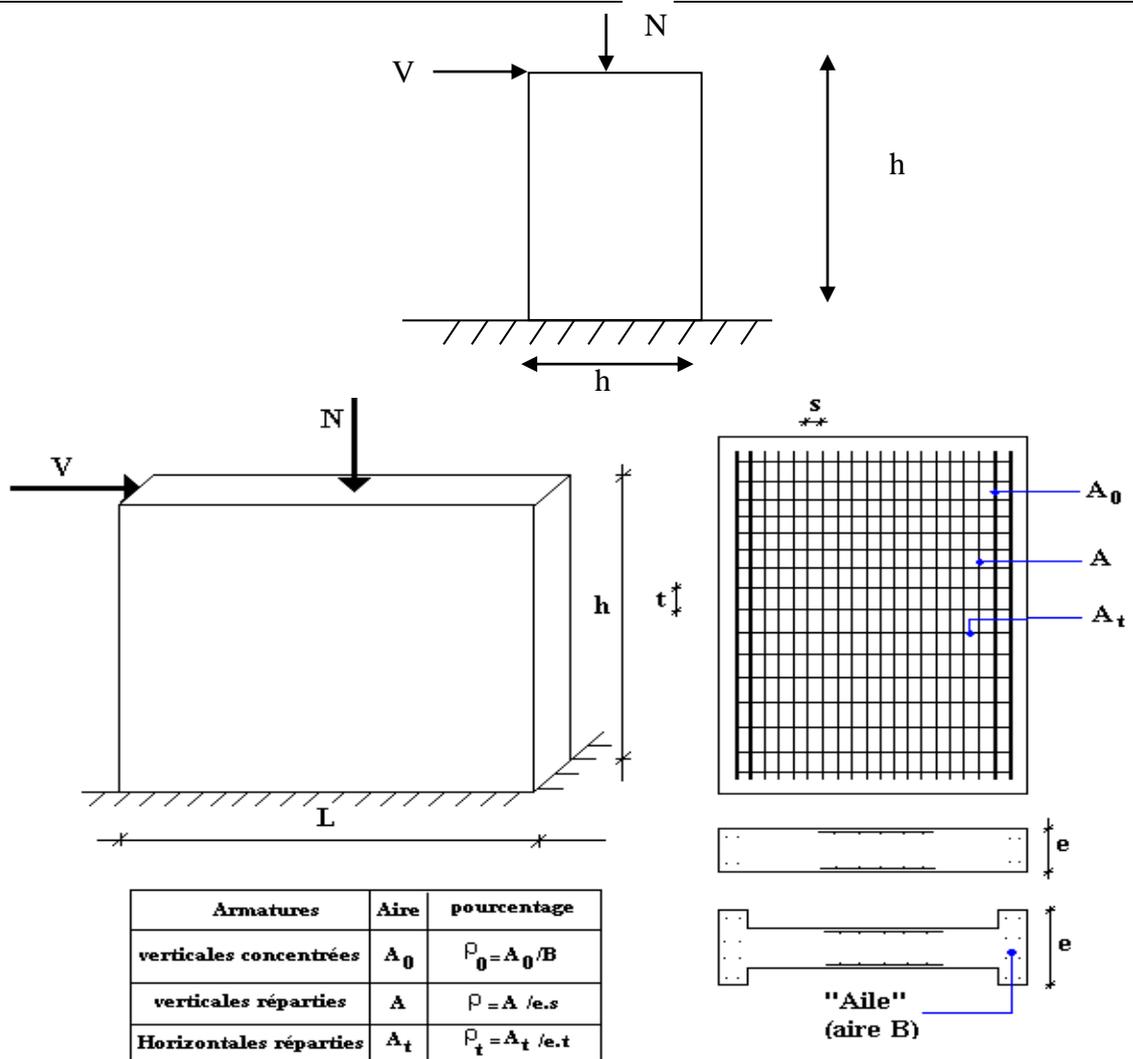


Figure V. 5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.3 Justification s sous sollicitations normales

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

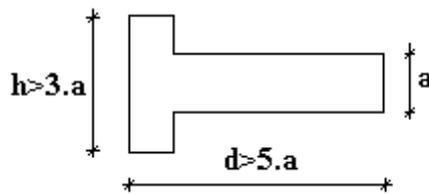


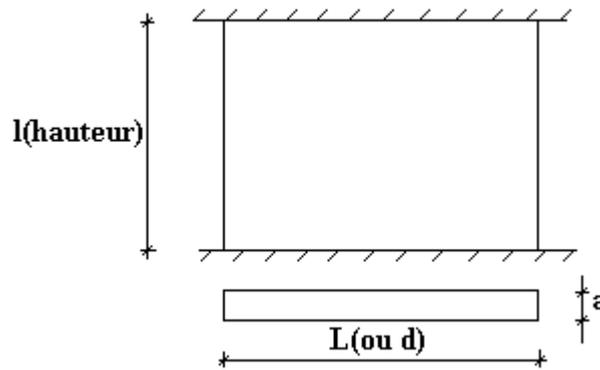
Figure V. 6: Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 26: Valeurs de (l_f/l)

<i>Liaisons du voile</i>		<i>Mur armé verticalement</i>	<i>Mur non armé verticalement</i>
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,80	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,90
<i>Mur articulé en tête et en pied</i>		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b).

a : épaisseur du voile.

d : longueur du voile .

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours .

f_e : limite élastique de l'acier .

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

Note:

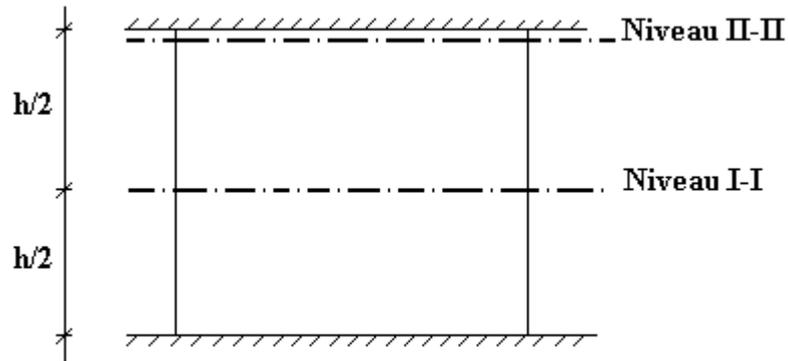
Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir .

Tableau V. 27: Calcul de $\sigma_{u\lim}$

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$</i> <i>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u\lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$

Remarque : La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*.

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V. 28: Aciers verticaux et horizontaux

	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Espacement maximal entre axes</i>	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<i>Acier minimal Pourcentage minimal</i>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ <i>par moitié sur chaque face</i> Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100 a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$ <i>$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée</i>

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t).

Tableau V. 29: Aciers transversaux

	<i>Nombres d'armatures transversales</i>	<i>Diamètre ϕ_t</i>
$\phi_l \leq 12mm$	<i>4 épingles par m² de voile</i>	<i>8mm</i>
$12\ mm < \phi_l \leq 20mm$	<i>Reprendre toutes les barres verticales</i> <i>Espacement $\leq 15\phi_l$</i>	<i>8mm</i>
$20mm < \phi_l$		<i>8mm</i>

Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

V.4.4 PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX

V.4.4.1. INTRODUCTION

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91 [3]** et **RPA 99[1]**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.4.4.2 METHODE SIMPLIFIEE BASEE SUR LES CONTRAINTES :(Calcul Des Aciers Verticaux)

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction .

1 -zone comprimée :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression.

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max}(\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

2 -zone tendue:

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction.

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité

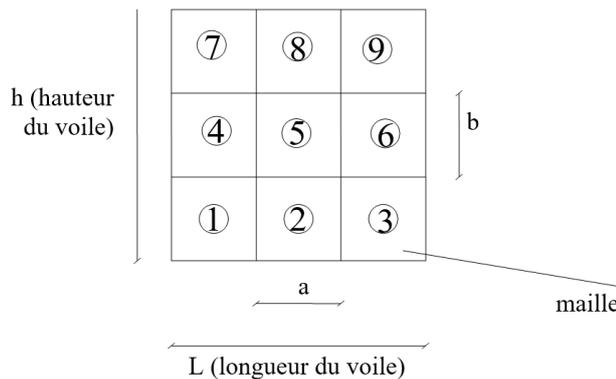


Figure V. 7: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

V.4.4.3 ACIERS HORIZONTAUX

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\tau_u b_0 S_t}{0,8(0,8 f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8 f_e} 1,25$$

S_{11} = est donnée par l'interface graphique de l'ETABS **version 18.1.0**.

s_t : Espacement maximal trouvé pour A_v .

b_0 = a (épaisseur du trumeau).

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

V.4.4.4. PRECONISATION DU REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN

« RPA 99 Version 2003 »

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de *0,15%*.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à *0,15 %* de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur *1/10* de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à *15cm*.

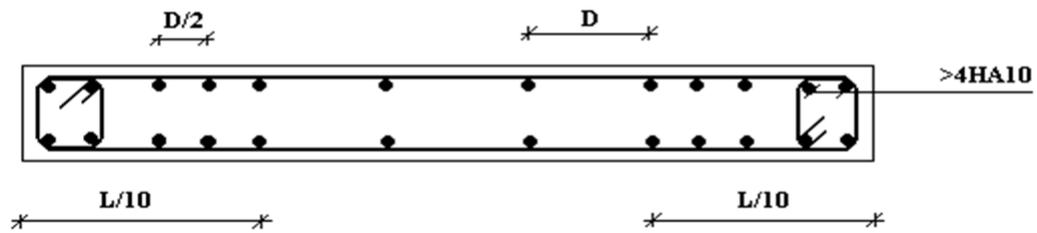


Figure V. 8: Disposition des Armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

c. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile $0,15\%$.

- En zone courante $0,10\%$.

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

deux valeurs suivantes : $s \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d. 1^{er} du voile :

Exemple de calcul (voile VI) :

Soit le voile de longueur

$$L = 6,60 \text{ m.}$$

$$a = 0,20 \text{ m (épaisseur).}$$

$$h_e = 3,50 \text{ m (RDC).}$$

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1,65 \text{ m}$ et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,06 d'où la hauteur libre est égale à :

▪ $h_e = 3,50 - 0,5 = 3 \text{ m.}$ (0,5m : hauteur de la poutre)

Tableau V. 30: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3 \times 0,85 = 2,55$	$0,8 \times 3 = 2,4$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,25} = 35,33$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,25} = 33,25$
Coefficient α		0,706	0,550
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 75,5 \text{ m}$	M^2	$(a - 0,02) = (0,20 - 0,02) = 0,18$	$(a - 0,02)l = (0,20 - 0,02)l = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \text{ lim}}{a d}$ Avec $d = 75,5 \text{ m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,706 \left[\frac{0,18 \times 30}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 18,41 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,550}{1 \times 0,20} \left(\frac{0,18 \times 30}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14,43 \text{ MPa}$

Remarque :

$\sigma_{ba} = 18,41 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,20) (0,32) = 0,066 \text{ m}^2$

$A_s = 6,4 \text{ cm}^2$

Tableau V. 31: Calcul des armatures verticales de l'exemple

Maïle (ou élément de voile)	1	2	3	4
Dimensions (m²) (a*lⁱ) = S_j	0,32	0,32	0,32	0,32
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	8,87	2,78	3,19	9,37
Force de traction F_t (MN) = σ_jS_j X 10³	2,83	0,88	1,02	2,99
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ_s = 1)	28,3	8,8	10,2	29,9
Aciers minimaux (cm²)				
1. Selon BAEL : 0,1% S_{béton}	3,2	3,2	3,2	3,2
2. Selon RPA99 : 0,15 % S_{béton}	4,8	4,8	4,8	4,8
Acier total (sur deux faces en cm²) S_i: espacement (Cm)	$2 \times \frac{7T20+6T14}{7} = 62,05$ $\frac{64}{7} = 10$ $\frac{96}{6} = 20$	$2 \times 8T14 = 24,64$ $\frac{160}{8} = 20$	$2 \times 8T14 = 24,64$ $\frac{160}{8} = 20$	$2 \times \frac{7T20+6T14}{7} = 62,05$ $\frac{64}{7} = 10$ $\frac{96}{6} = 20$
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

- *Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)*

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{0,89 (200) (1650)}{500} = 646,14 \text{ .mm}^2$$

$$A_{vj} = 6,46 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulag.

- *Aciers horizontaux :*

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{11}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,87) (20) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 4,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (29 \cdot 9) = 19,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15 \%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (20) 64 = 1,92 \text{ .cm}^2 \quad .$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 19,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5T10 = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{750}{5} = 150 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm} < S_{t \min} = 30 \text{ cm}$... vérifié

V.5 PRESENTATION DES RESULTATS

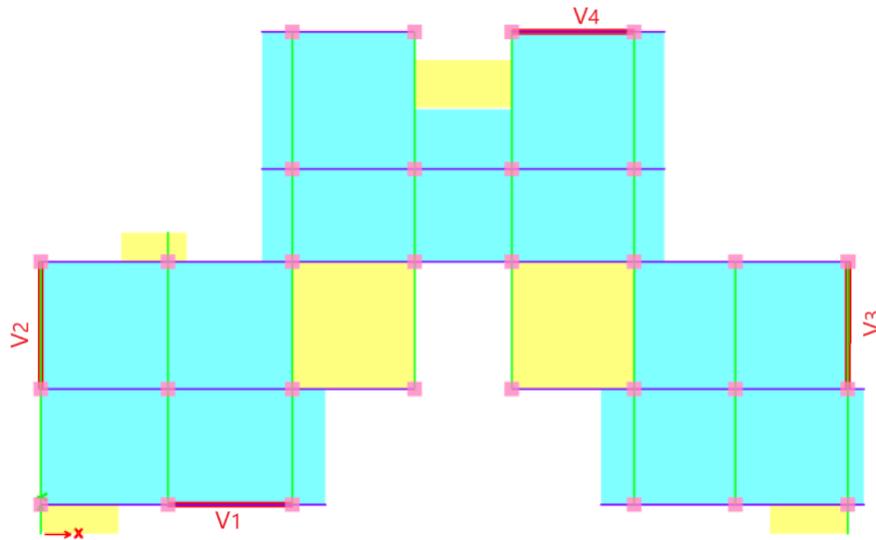


Figure V. 9: Disposition des voiles

Tableau V. 32: Caractéristiques des voiles

	<i>e (cm)</i>	<i>Li(m)</i>	<i>Lvoile(m)</i>
<i>Voile 1</i>	20	1,60	6,40
<i>Voile 2</i>	20	1,65	6,60
<i>Voile 3</i>	20	1,65	6,60
<i>Voile 4</i>	20	1,57	6,30

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge $G + Q \pm E$.

- *Armature verticale de tractio*

$S_{22} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d valeur au milieu de la maille)

Tableau V. 33: Calcul des armatures du voile (V1)

<i>Etage</i>	<i>Maille</i>	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	A_{SRPA}^{min} (%)	<i>Le choix</i>	S_i (Cm)	$A_{Vadopté}$ (cm^2)
RDC	1	0,32	8,87	2,27	22,7	4,8	2 x 7T20+6T14	10 à20	62,05
	2	0,32	2,78	0,88	8,8	4,8	2 x8T14	20	24,64
	3	0,32	3,19	1,02	10,2	4,8	2 x8T14	20	24,64
	4	0,32	9,37	2,99	29,9	4,8	2 x 7T20+6T14	10 à20	62,05
1er - 2 ^{ème}	1	0,32	7,17	2,29	22,9	4,8	2 x 13T16	10 à20	52,26
	2	0,32	2,51	0,8	8,03	4,8	2 x8T14	20	24,64
	3	0,32	3	0,96	9,6	4,8	2 x8T14	20	24,64
	4	0,32	7,58	2,42	24,26	4,8	2 x 13T16	10 à20	52,26
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,32	4,64	1,48	14,8	4,8	2 x 7T14+6T12	10 à20	35,12
	2	0,32	1,33	0,42	4,2	4,8	2 x8T12	20	18,08
	3	0,32	1,79	0,57	5,7	4,8	2 x8T12	20	18,08
	4	0,32	4,92	1,57	15,7	4,8	2 x 7T14+6T12	10 à20	35,12
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,32	2,64	0,84	8,4	4,8	2 x13T12	10 à20	29,38
	2	0,32	0,42	0,13	1,3	4,8	2 x8T12	20	18,08
	3	0,32	0,79	0,25	2,5	4,8	2 x8T12	20	18,08
	4	0,32	2,73	0,87	8,7	4,8	2 x13T12	10 à20	29,38
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,32	2,49	0,79	7,9	4,8	2 x13T12	10 à20	29,38
	2	0,32	0,08	0,02	0,25	4,8	2 x8T12	20	18,08
	3	0,32	0,19	0,06	0,6	4,8	2 x8T12	20	18,08
	4	0,32	2,17	0,69	6,9	4,8	2 x13T12	10 à20	29,38

Tableau V. 34: Calcul des armatures du voile (V2)

Etage	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (%)	Le choix	S_t (Cm)	$A_{Vadopté}$ (cm^2)
RDC	1	0,33	8,11	2,67	26,7	4,95	2 x 7T20+6T14	10 à 20	62,05
	2	0,33	2,37	0,78	7,8	4,95	2 x 8T14	20	24,64
	3	0,33	3,17	1,04	10,4	4,95	2 x 8T14	20	24,64
	4	0,33	9,28	3,06	30,6	4,95	2 x 7T20+6T14	10 à 20	62,05
1er - 2 ^{ème}	1	0,33	6,21	2,04	20,4	4,95	2 x 13T16	10 à 20	52,26
	2	0,33	1,71	0,56	5,6	4,95	2 x 8T14	20	24,64
	3	0,33	2,55	0,84	8,4	4,95	2 x 8T14	20	24,64
	4	0,33	7,23	2,38	23,8	4,95	2 x 13T16	10 à 20	52,26
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,33	3,67	1,21	12,1	4,95	2 x 7T14+6T12	10 à 20	35,12
	2	0,33	0,55	0,18	1,8	4,95	2 x 8T12	20	18,08
	3	0,33	1,34	0,44	4,4	4,95	2 x 8T12	20	18,08
	4	0,33	4,48	1,47	14,7	4,95	2 x 7T14+6T12	10 à 20	35,12
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,33	1,6	0,52	5,2	4,95	2 x 13T12	10 à 20	29,38
	2	0,33	-0,39	-0,12	0	4,95	2 x 8T12	20	18,08
	3	0,33	0,26	0,08	0,8	4,95	2 x 8T12	20	18,08
	4	0,33	2,12	0,69	6,9	4,95	2 x 13T12	10 à 20	29,38
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,33	0,29	0,09	0,9	4,95	2 x 13T12	10 à 20	29,38
	2	0,33	-0,31	-0,10	0	4,95	2 x 8T12	20	18,08
	3	0,33	-0,22	-0,07	0	4,95	2 x 8T12	20	18,08
	4	0,33	0,5	0,16	1,6	4,95	2 x 13T12	10 à 20	29,38

Tableau V. 35: Calcul des armatures du voile (V3)

<i>Etage</i>	<i>Maille</i>	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (%)	<i>Le choix</i>	S_t (Cm)	$A_{Vadopté}$ (cm^2)
RDC	1	0,33	8,14	2,68	26,8	4,95	2 x 7T20+6T14	10 à20	62,05
	2	0,33	2,7	0,89	8,9	4,95	2 x8T14	20	24,64
	3	0,33	3,24	1,06	10,6	4,95	2 x8T14	20	24,64
	4	0,33	8,81	2,90	29	4,95	2 x 7T20+6T14	10 à20	62,05
1er - 2ème	1	0,33	6,46	2,13	21,3	4,95	2 x 13T16	10 à20	52,26
	2	0,33	4,04	1,33	13,3	4,95	2 x8T14	20	24,64
	3	0,33	4,72	1,55	15,5	4,95	2 x8T14	20	24,64
	4	0,33	6,97	2,30	23	4,95	2 x 13T16	10 à20	52,26
3ème - 4ème	1	0,33	4,08	1,34	13,4	4,95	2 x 13T16	10 à20	52,26
	2	0,33	2,73	0,90	9	4,95	2 x8T14	20	24,64
	3	0,33	3,32	1,09	10,9	4,95	2 x8T14	20	24,64
	4	0,33	4,41	1,45	14,5	4,95	2 x 13T16	10 à20	52,26
5ème - 6ème	1	0,33	2,17	0,71	7,1	4,95	2 x13T12	10 à20	29,38
	2	0,33	2,1	0,69	6,9	4,95	2 x8T12	20	18,08
	3	0,33	2,57	0,84	8,4	4,95	2 x8T12	20	18,08
	4	0,33	2,57	0,84	8,4	4,95	2 x13T12	10 à20	29,38
7ème - 8ème	1	0,33	2,79	0,92	9,2	4,95	2 x13T12	10 à20	29,38
	2	0,33	3,03	0,99	9,9	4,95	2 x8T12	20	18,08
	3	0,33	3,03	0,99	9,9	4,95	2 x8T12	20	18,08
	4	0,33	2,82	0,93	9,3	4,95	2 x13T12	10 à20	29,38

Tableau V. 36: Calcul des armatures du voile (V4)

Etage	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (%)	Le choix	S_t (Cm)	$A_{Vadopté}$ (cm^2)
RDC	1	0,31	8,44	2,61	26,1	4,72	2x 10T16+4T14	9 à 18	52,52
	2	0,31	2,74	0,84	8,4	4,72	2x 9T12	18	20,34
	3	0,31	2,78	0,86	8,6	4,72	2x 9T12	18	20,34
	4	0,31	8,42	2,61	26,1	4,72	2x 10T16+4T14	9 à 18	52,52
1 ^{er} - 2 ^{ème}	1	0,31	6,55	2,03	20,3	4,72	2x 10T16+4T14	9 à 18	52,52
	2	0,31	2,47	0,76	7,6	4,72	2x 9T12	18	20,34
	3	0,31	2,47	0,76	7,6	4,72	2x 9T12	18	20,34
	4	0,31	6,51	2,01	20,1	4,72	2x 10T16+4T14	9 à 18	52,52
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,31	4,04	1,25	12,5	4,72	2 x14T12	9 à 18	31,64
	2	0,31	1,4	0,43	4,3	4,72	2x 9T12	18	20,34
	3	0,31	1,38	0,42	4,2	4,72	2x 9T12	18	20,34
	4	0,31	3,97	1,23	12,3	4,72	2 x14T12	9 à 18	31,64
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,31	1,87	0,57	5,7	4,72	2 x14T12	9 à 18	31,64
	2	0,31	0,5	0,15	1,5	4,72	2x 9T12	18	20,34
	3	0,31	0,45	0,14	1,4	4,72	2x 9T12	18	20,34
	4	0,31	1,82	0,56	5,6	4,72	2 x14T12	9 à 18	31,64
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,31	0,4	0,12	1,2	4,72	2 x13T12	10 à 20	29,38
	2	0,31	-0,06	-0,01	0	4,72	2 x8T12	20	18,08
	3	0,31	-0,09	-0,02	0	4,72	2 x8T12	20	18,08
	4	0,31	0,37	0,11	1,1	4,72	2 x13T12	10 à 20	29,38

• Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d valeur au milieu de la maille).

$$\tau_u' = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

Tableau V. 37: Calcul des aciers de couture des voiles

Etage	zone	τ_u' (Mpa)	$A_{vj}^{cal}(cm^2)$	Le choix	S_t (Cm)	$A_{adopté}(cm^2)$
V1	1	0,89	6,46	2 x13T12	10 à20	29,38
	2	0,82	5,95	2 x8T12	20	18,08
	3	0,80	5,80	2 x8T12	20	18,08
	4	0,83	6,02	2 x13T12	10 à20	29,38
V2	1	0,84	5,91	2 x13T12	10 à20	29,38
	2	0,82	5,77	2 x8T12	20	18,08
	3	0,87	6,12	2 x8T12	20	18,08
	4	0,94	6,61	2 x13T12	10 à20	29,38
V3	1	0,82	5,77	2 x13T12	10 à20	29,38
	2	0,78	5,49	2 x8T12	20	18,08
	3	0,76	5,35	2 x8T12	20	18,08
	4	0,82	5,77	2 x13T12	10 à20	29,38
V4	1	0,79	5,45	2 x14T12	9 à18	31,64
	2	0,73	5,04	2x 9T12	18	20,34
	3	0,72	4,97	2x 9T12	18	20,34
	4	0,75	5,18	2 x14T12	9 à18	31,64

• **Armature verticale de compression**

$\sigma^{max} = 2,57 < \sigma_{ba} = 18,41 \Rightarrow$ Le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

Selon le BAEL : $\rho_v = 0,10\%$

Selon le RPA 99 : $\rho_v = 0,15\%$

$$A_{v\text{ cal}} = \text{Max} (A_{v\text{ RPA}} , A_{v\text{ BAEL}})$$

Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression :

Tableau V. 38: Calcul des aciers de compression

Voile	Li (m)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	S_t (Cm)	$A_{adopté}(cm^2)$
V2	1,65	4,95	2 x8T12	20	18,08
V4	1,57	4,71	2x 9T12	18	20,34

• *Aciers horizontaux*

Tableau V. 39: Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	S_t (Cm)	$A_h^{adopté}$ (cm ²)
VL1	RDC	1,87	4,90	19,93	2,25	19,93	2x19T10	15	30,2
	1 ^{ème} –2 ^{ème}	1,52	3,99	16,17	1,92	16,17	2x18T10	15	18
	3 ^{ème} –4 ^{ème}	0,98	2,57	10,46	1,92	10,46	2x18T8	15	18
	5 ^{ème} –6 ^{ème}	0,55	1,44	5,8	1,92	5,8	2x18T8	15	18
	7 ^{ème} –8 ^{ème}	0,5	1,31	5,26	1,92	5,26	2x18T8	15	18
VL2	RDC	1,85	4,85	20,4	2,25	20,4	2x19T10	15	30,2
	1 ^{ème} –2 ^{ème}	1,42	4,92	15,86	1,92	15,86	2x18T10	15	18
	3 ^{ème} –4 ^{ème}	0,84	2,91	9,8	1,92	9,8	2x18T8	15	18
	5 ^{ème} –6 ^{ème}	0,62	2,15	4,6	1,92	4,6	2x18T8	15	18
	7 ^{ème} –8 ^{ème}	0,47	1,63	1,06	1,92	1,92	2x18T8	15	18
VL3	RDC	1,76	4,62	19,33	2,25	19,33	2x19T10	15	30,2
	1 ^{ème} –2 ^{ème}	1,39	3,64	14,2	1,92	14,2	2x18T10	15	18
	3 ^{ème} –4 ^{ème}	0,88	2,31	9,66	1,92	9,66	2x18T8	15	18
	5 ^{ème} –6 ^{ème}	0,51	1,33	5,6	1,92	5,6	2x18T8	15	18
	7 ^{ème} –8 ^{ème}	0,61	1,60	6,6	1,92	6,6	2x18T8	15	18
VL4	RDC	1,65	4,33	17,4	2,25	17,4	2x19T10	15	30,2
	1 ^{ème} –2 ^{ème}	1,21	3,17	13,53	1,92	13,53	2x18T10	15	18
	3 ^{ème} –4 ^{ème}	0,68	1,78	8,33	1,92	8,33	2x18T8	15	18
	5 ^{ème} –6 ^{ème}	0,21	0,55	3,8	1,92	3,8	2x18T8	15	18
	7 ^{ème} –8 ^{ème}	0,15	0,39	0,8	1,92	1,922	2x18T8	15	18

V.6 Ferraillage des voiles du sous-sol

Les voiles du sous-sol travaillent en compression pure. Ils sont soumis à leur propre poids et à l'effort normal leur revenant de la superstructure (le plus pénalisant en compression soit sous (1,35G + 1,5Q)).

Pour le ferraillage des voiles du sous-sol on est amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres (c'est à dire même nombre de barre). Cette continuité elle-même assure une bonne transmission des efforts entre les différents étages jusqu'à la fondation.

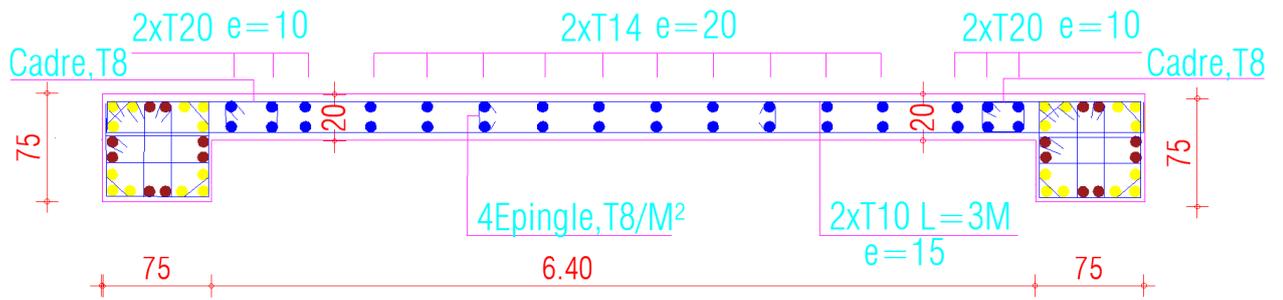


Figure V. 10: Ferrailage Voile 1

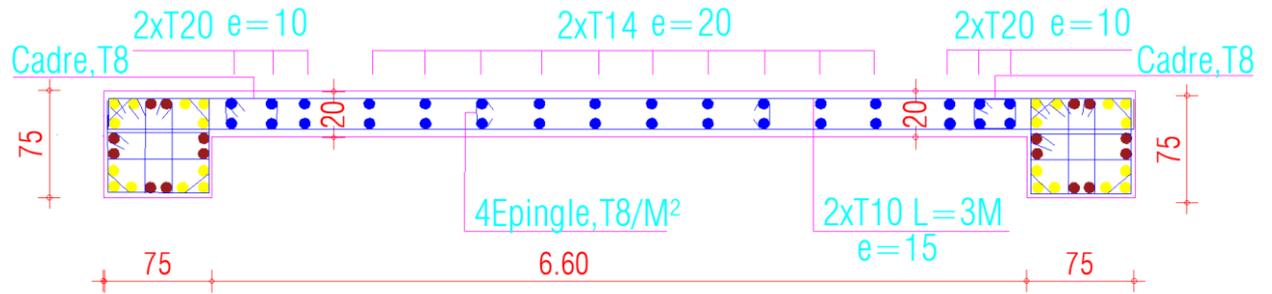


Figure V. 11: Ferrailage Voile 2

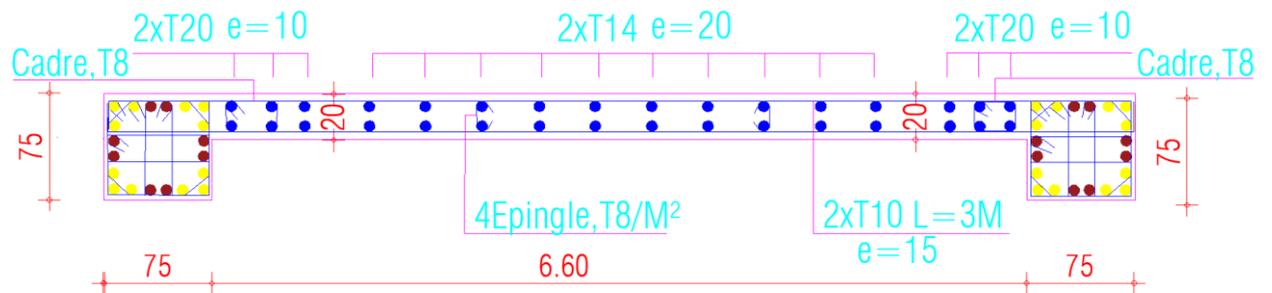


Figure V. 12: Ferrailage Voile 3

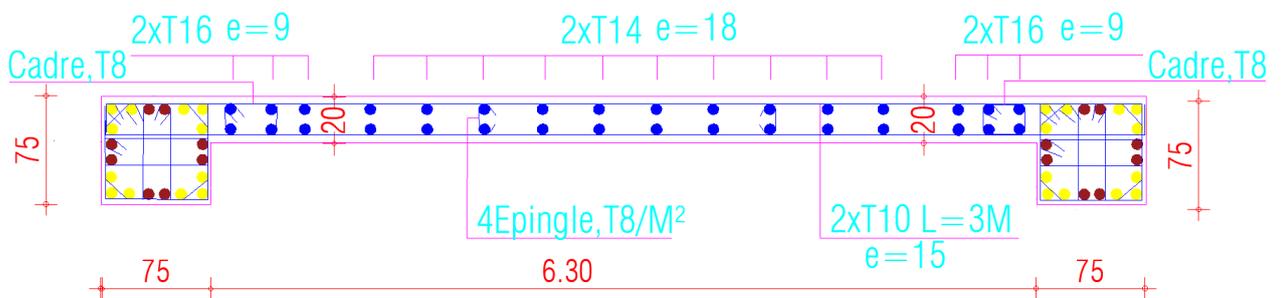


Figure V. 13: Ferrailage Voile 4

Chapitre VI :
Etude Thermique

VI.1 INTRODUCTION

La température a 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.

Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les **25m** dans les wilayas non côtier, il ya lieu de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation.

Les sollicitations présent en considération sont les charges dues aux déformations imposé par ces variantes de températures et qui sont dues aux dimensions dépassent les 30 mètres ; ces dimensions sont de type uniforme par contre la sollicitation due aux charges de grades thermiques ne sont pas considérés dans notre cas car ceux la font l'objet d'une étude approfondie est destiné pour les grands ouvrages (ponts, château -d'eau ...).

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de la traction dans le cas la dilatation (température élevée), et de la compression dans le cas de raccourcissement (le froid). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

Pour notre cas on va traiter uniquement la flexion composée avec traction (dilatation) étant donné que la compression est favorable.

Vu que l'une des dimensions en plan de la structure est supérieure à 30m ($L_x=43,12m$ et $L_y=26,05m$) ; il est impératif de faire une étude thermique. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

VI.2 COEFFICIENT DE DILATATION DU BETON

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de $7 \text{ à } 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, il dépend de :

- La nature des agrégats.
- Rapport eau ciment E/C.
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

Ce coefficient est voisin de celui de l'acier qui est de l'ordre de $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Cette circonstance a permis le développement du béton armé. Les ouvrages hyperstatiques étant soumis à des températures importantes, il est intéressant 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.

VI.3 COEFFICIENT THERMIQUE

Afin de quantifier l'influence de la température dans les différents éléments de contreventement de la structure compte tenu des dimensions en plans : **Lx=43,12m** et **Ly=26,05m** et en prenant en considération l'article B.5.1 du CBA93 [2], Un calcul à la température a été conduit sur cette base.

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extérieur, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel **ETABS (version 18.1.0)** en introduisant le tenseur de la température comme charge d'accompagnement.

VI.4 CONVENTION DE SIGNE

La contrainte thermique produite par une variation de température se traduit par une contrainte de traction ou de compression et cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta T > 0 \Rightarrow \sigma > 0$ Allongement, traction.

$\Delta T < 0 \Rightarrow \sigma < 0$ Raccourcissement, compression.

VI.5 MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

VI.5.1 MODULE D'ELASTICITE INSTANTANE « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

VI.5.2 MODULE D'ELASTICITE DIFFERE « E_{vj} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \zeta$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire .

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

Pour notre cas : $f_{cj} = f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 34179,55 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa} \end{cases}$

VI.6 LES TEMPERATURES A UTILISER DANS LE CALCUL

Sont de trois types :

1. La température de réalisation : $T = \frac{10+25}{2} \approx 18 \text{ }^\circ\text{C}$.

2. La température extérieure (température extrême) :

En Algérie du Nord (climat tempéré) = 35°C et -15°C

L'augmentation de la température autorise la dilatation de l'élément par contre la diminution de la température provoque le raccourcissement.

Dans notre cas on ne considère pas le raccourcissement qui est favorable on prendra uniquement $T_{\text{ext}} = 35^\circ\text{C}$.

3. La température à l'intérieur : pour les besoins du calcul on adoptera une température ambiante à l'intérieur de : $T_{\text{int}} = 18 \text{ }^\circ\text{C}$.

1^{er} CAS $\Delta T = 35^\circ$

POUTRE PRINCIPALE

Tableau VI. 1: Ferrailage des poutres principales (30X50)

ETAGE	Section	Position	Combinaison	M^{max}	N	A_s	Choix des armatures	A_s (adoptée)	A_s^{min} (RPA)
	(cm^2)			(kNm)	(kN)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
RDC ,1ER	30x50	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-264,60	-868,96	6,04	5T16	10,05	7,5
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	133,06	-1714,50	0	5T16	10,05	7,5
2EME3,4, 5EME	30x50	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-240,0	-687,30	5,74	5T16	10,05	7,5
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	126,10	-1725,98	0	5T16	10,05	7,5
6EME, 7EME	30x50	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-219,65	9,4898	10,53	3T20+2T14	12,5	7,5
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	111,76	104,17	6,18	5T16	10,05	7,5
8EME	30x50	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-208,64	133,41	11,16	3T20+2T14	12,5	7,5
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	128,92	71,97	6,65	5T16	10,05	7,5

POUTRE SECONDAIRE

Tableau VI. 2: Ferrailage des poutres secondaire (30X45)

ETAGE	Section	Position	Combinaison	M^{max}	N	A_s	Choix des armatures	A_s (adoptée)	A_s^{min} (RPA) (cm^2)
	(cm^2)			(kNm)	(kN)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
RDC ,1ER	30x45	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-104,88	-1374,48	0	5T14	7,70	6,75
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	46,66	-277,29	0	5T14	7,70	6,75
2EME3,4, 5EME	30x45	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-95,08	-1094,85	0	5T14	7,70	6,75
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	41,61	-1648,10	0	5T14	7,70	6,75
6EME, 7EME	30x45	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-104,45	-1077,77	0	5T14	7,70	6,75
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	42,48	-1646,28	0	5T14	7,70	6,75
8EME	30x45	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-95,82	-1126,16	0	5T14	7,70	6,75
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	43,65	10,42	2,31	5T14	7,70	6,75

2^{eme} CAS $\Delta T = -15^\circ$

POUTRE PRINCIPALE

Tableau VI. 3: Ferrailage des poutres principales (30X50)

ETAGE	Section	Position	Combinaison	M^{max}	N	A_s	Choix des armatures	A_s (adoptée)	A_s^{min} (RPA) (cm^2)
	(cm^2)			(kNm)	(kN)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
RDC ,1ER	30x50	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-264,60	-868,96	6,04	5T16	10,05	7,5
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	133,06	-1714,50	0	5T16	10,05	7,5
2EME3,4, 5EME	30x50	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-240,01	-687,30	5,74	5T16	10,05	7,5
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	126,10	-1725,98	0	5T16	10,05	7,5
6EME, 7EME	30x50	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-219,65	9,48	10,53	3T20+2T14	12,5	7,5
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	111,76	104,17	6,18	5T16	10,05	7,5
8EME	30x50	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-208,64	133,41	11,16	3T20+2T14	12,5	7,5
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	128,92	71,97	6,65	5T16	10,05	7,5

POUTRE SECONDAIRE

Tableau VI. 4: Ferrailage des poutres secondaire (30X45)

ETAGE	Section	Position	Combinaison	M^{max}	N	A_s	Choix des armatures	A_s (adoptée)	$A_{s(RPA)}^{min}$
	(cm^2)			(kNm)					(kN)
RDC ,1ER	30x45	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-104,88	-1374,48	0	5T14	7,70	6,75
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	46,66	-277,29	0	5T14	7,70	6,75
2EME3,4, 5EME	30x45	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-95,08	-1094,85	0	5T14	7,70	6,75
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	41,61	-1648,10	0	5T14	7,70	6,75
6EME, 7EME	30x45	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-104,45	-1077,77	0	5T14	7,70	6,75
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	42,48	-1646,28	0	5T14	7,70	6,75
8EME	30x45	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-95,82	-1126,16	0	5T14	7,70	6,75
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	43,65	-191,80	0,15	5T14	7,70	6,75

3^{eme} CAS (ELU, G+Q±E, 0.8G±E)

POUTRE PRINCIPALE

Tableau VI. 5: Ferrailage des poutres principales (30X50)

ETAGE	Section	Position	Combinaison	M^{max}	A_s	Choix des armatures	A_s (adoptée)	$A_{s(RPA)}^{min}$
	(cm^2)			(kNm)				(cm^2)
RDC ,1ER	30x50	Appui	ELU	-248,40	14,61	3T20+3T16	15,45	7,5
		Travée	ELU	132,55	7,2	5T16	10,05	7,5
2EME3,4, 5EME	30x50	Appui	G+Q+EY	-271,3	13,18	3T20+3T16	15,45	7,5
		Travée	ELU	127,25	6,89	5T16	10,05	7,5
6EME, 7EME	30x50	Appui	G+Q+EY	-268,21	13,01	3T20+3T16	15,45	7,5
		Travée	0,8G+EY	119,62	5,47	5T16	10,05	7,5
8EME	30x50	Appui	G+Q+EY	-250,63	12,07	3T20+2T14	12,5	7,5
		Travée	ELU	117,57	5,68	5T16	10,05	7,5

Tableau VI. 6: Ferrailage des poutres secondaire (30X45)

ETAGE	Section	Position	Combinaison	M^{max}	A_s	Choix des armatures	A_s (adoptée)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
	(cm^2)			(kNm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
RDC ,1ER	30x45	Appui	G+Q+EX	-138,41	7,26	5T14	7,70	6,75
		Travée	0,8G+EX	63,7063	3,23	5T14	7,70	6,75
2EME3,4,5 EME	30x45	Appui	G+Q+EX	-180,10	9,65	5T16	10,05	6,75
		Travée	0,8G+EX	96,34	4,96	5T14	7,70	6,75
6EME, 7EME	30x45	Appui	G+Q+EX	-179,23	9,6	5T16	10,05	6,75
		Travée	0,8G+EX	91,80	4,71	5T14	7,70	6,75
8EME	30x45	Appui	G+Q+EX	-166,14	8,84	5T16	10,05	6,75
		Travée	0,8G+EX	72,65	3,7	5T14	7,70	6,75

Tableau VI. 7: sections de ferrailage des poutres porteuses selon la plus sollicitation accidentelle

	A_s Température (cm^2)		A_s accidentel (cm^2)	
	Sur appui	Sur travée	Sur appui	Sur travée
Poutre principale 30x50	11,16	6,65	14,61	7,2
Poutre secondaire 30x45	0	2,13	9,65	4,96

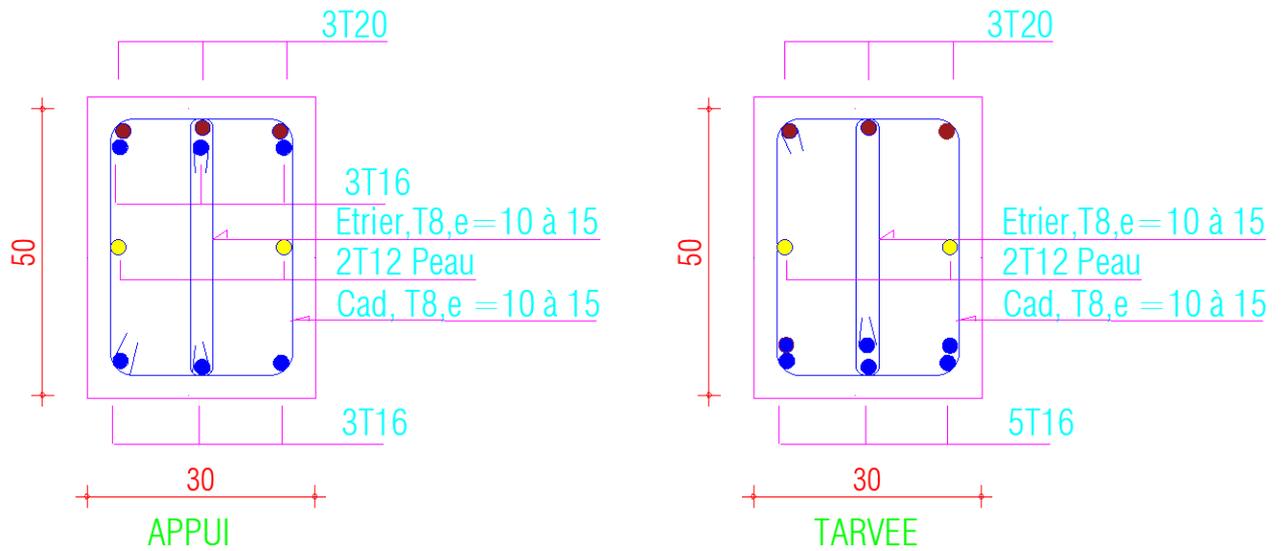


Figure VI. 1: Ferrailage des poutres principales (30x50) après l'étude thermique

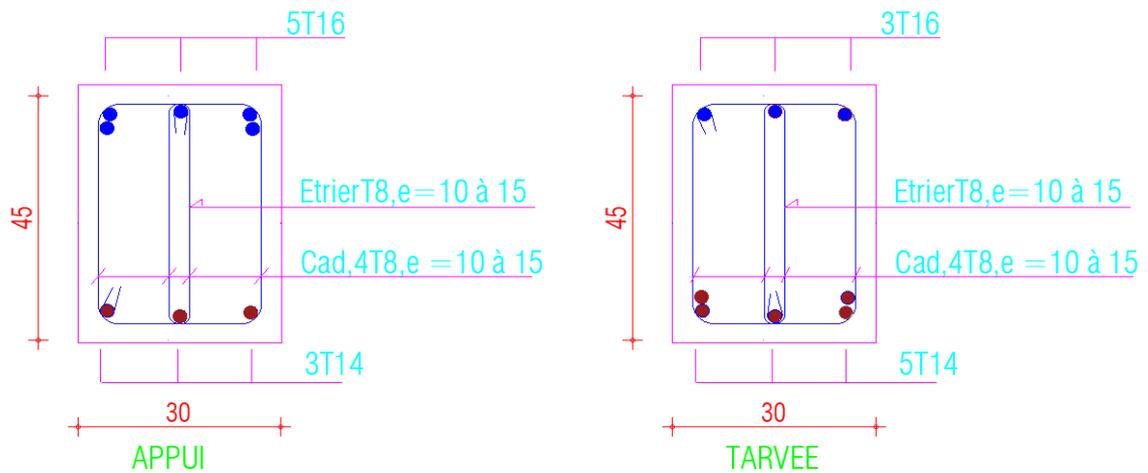


Figure VI. 2: Ferrailage des poutres secondaire (30x45) après l'étude thermique

Conclusion

Tous les ferrailages des poutres principale et secondaire c'est vérifier, le ferrailage des poutres principale et secondaire le plus sollicité dans combinaison (ELU, accidentelle) est le plus défavorable, le ferrailage calculé par l'étude thermique n'est pas pris en compte.

Chapitre VII :
ETUDE DES FONDATIONS

VII.1 INTRODUCTION

Les fondations représentent un élément important dans la construction parasismique ; c'est le lien entre le sol et la structure.

L'expérience montre, en effet, que les bâtiments avec des fondations sommairement étudiées ont un comportement beaucoup plus défavorable que ceux correctement étudiées et solidement fondées.

VII.2 FACTEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DES FONDATIONS

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- σ_{sol} : Contrainte du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 1,75 bars (annexe VII, rapport de sol)

- La classification du sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
- Les efforts transmis à la base,...

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

VII.3 CALCUL DES FONDATIONS**VII.3.1 SEMELLES ISOLÉES**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

Le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]^2$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol}=1,75bar$.

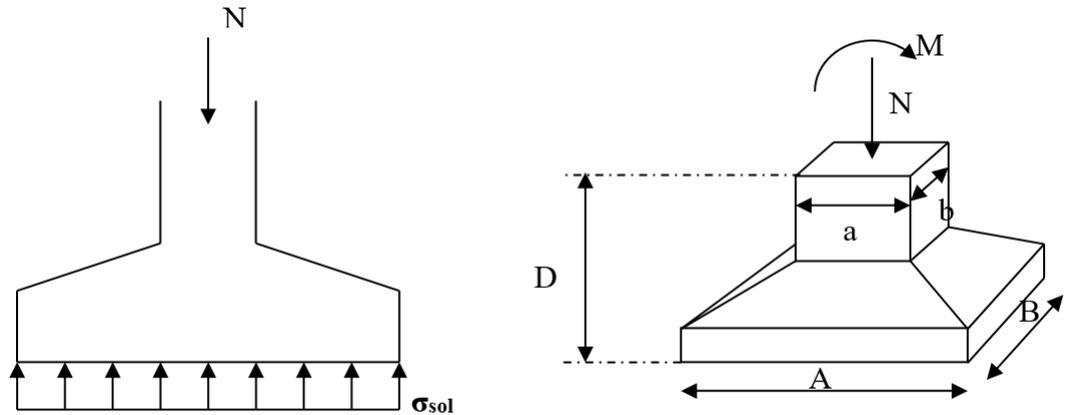


Figure VII. 1: Semelle isolée sous poteau

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 1: Efforts normaux et moments appliqués sur les fondations

TABLE : Joint Réactions					
Joint	Output Case	F3	M1	M2	e0
Texte	Text	KN	KN-m	KN-m	m
737	ELS	3646,40	-5,0552	-3,8801	0,007

Le calcul se fait pour le nœud le plus sollicité ayant l'effort normal maximum

$$N_{ser} = 3646,42 \text{ KN} \quad \& \quad M_{corr} = -5,0552 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} (1 \pm 3e_0) \leq \sigma_{sol}$$

On remarque que le moment est négligeable donc la contrainte du sol peut s'écrire par

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{3646,42}{175} = 20,83$$

$$S_{semll} = 20,83 \text{ m}^2$$

$$A=B=\sqrt{S} = 4,56\text{m}$$

$$L_{min} = 4,80 \text{ m}$$

Il faut vérifier que : $L_{min} > 1,5xB$

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux:

On a $1,5xB = 6,84\text{m} > L_{min} = 4,80 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

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

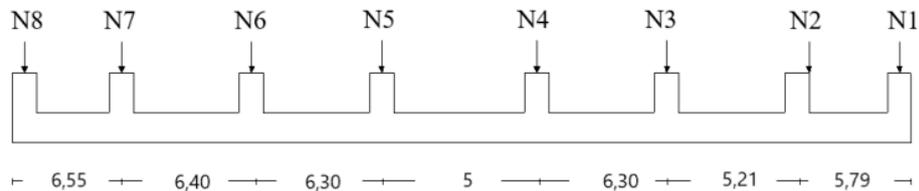


Figure VII. 2: Semelle filante

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.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Pour notre calcul on a essayé deux possibilité une semelle filante sens longitudinale et une semelle filante sens transversale, Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII. 2: Sections des semelles filantes

<i>Sens longitudinal</i>				<i>Sens transversal</i>			
<i>File</i>	<i>N</i>	<i>B</i>	<i>S_{sem} (m²)</i>	<i>File</i>	<i>N</i>	<i>B</i>	<i>S_{sem} (m²)</i>
<i>A</i>	6838,38	3,10	39,02	<i>1</i>	12735,15	1,75	72,71
<i>B</i>	7271,11	3,30	41,54	<i>2</i>	18484,73	2,54	105,53
<i>C</i>	12227,34	2,85	74,24	<i>3</i>	17871,13	2,45	101,79
<i>D</i>	8031,27	2,47	49,54	<i>4</i>	9186,56	2,98	52,44
<i>E</i>	8086,46	2,49	49,94	<i>5</i>	7731,04	2,51	44,17
<i>F</i>	11596,50	2,70	70,33	/	/	/	/
<i>G</i>	6188,88	2,80	35,25	/	/	/	/
<i>H</i>	6795,45	3,80	47,84	/	/	/	/
<i>somme</i>	67035,39	/	407,7	<i>somme</i>		/	376,64

- **Vérification :**

Il faut vérifier que :

$$\frac{S_s}{S_b} < 50 \%$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface ce totale des semelles vaut :

S_s semelles sens longitudinal = 407,7 m².

S_s semelles sens transversale = 376,64 m² .

S_b bâtiment = 563 m² (calculer par AUTOCAD)

Sens longitudinal :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{407,7}{563} = 72,41 \% > 50 \%$$

sens transversale :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{376,64}{563} = 66,89 \% > 50 \%$$

Conclusion

La surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol .d'où le risque d'interférence des bulbes de pressions ce qui provoque le cisaillement du sol aux niveaux de l'interférence selon la formule de calcul des bulbes de pressions de **Boussinesq**,

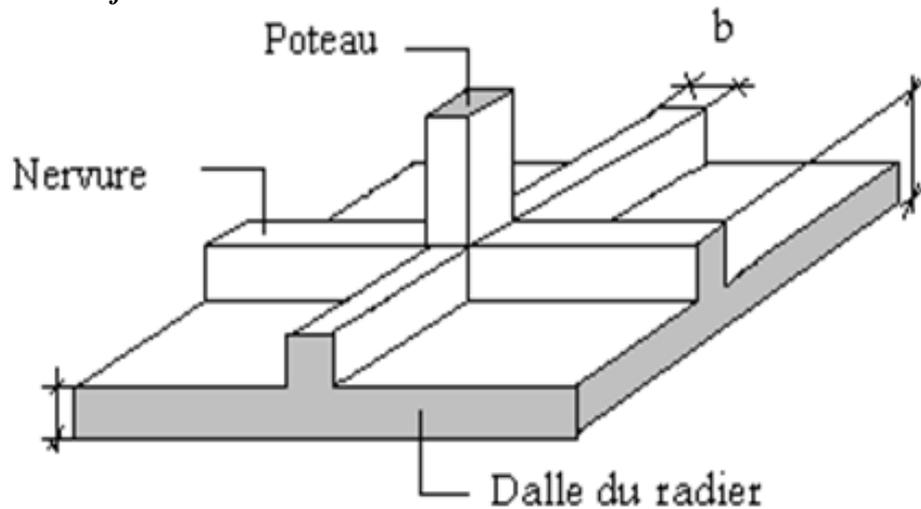
On opte définitivement au choix du radier général.

VII.3.3 RADIER NERVURE

VII. 3.3.1. Pré dimensionnement du Radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

➤ Surface Nécessaire



Pour déterminer la surface du radier, il faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 81145,4 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 1,75 \text{ bar} \end{cases}$

On trouve: $S \geq 463,68m^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment ($563 m^2$). Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient $729,31m^2$.

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{20} \leq h_1$$

Avec :

- L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{max} = 7,11m \quad 35,55 \leq h_1 \rightarrow h_1 = 40cm$

➤ **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} ..(0,1 f_{c28} ; .. 4 MPa) = 3 MPa$

Avec :

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (structure)

$N_u = 111344,90 \text{ kN}$

$L = 7,11 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 20,10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 25 \text{ cm}$$

-Le choix Final

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 40 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

VII. 3.3.2. Dimensionnement Des Nervures :

a. largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :** $L_{max} = 7,11 \text{ m}$

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = 71,10 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 75 \text{ cm}$

b. La hauteur des nervures :

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000 \text{ MPa}$).

b : Largeur de radier ($b = 1 \text{ ml}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très bon sol.
- $L_{\max} = 7,11 \text{ m}$
- $a=0,75\text{m}$

Tableau VII. 3: Choix de hauteur des nervures

$H_{\text{nervure}} [\text{m}]$	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	2
$I [\text{m}^4]$	0,062	0,083	0,108	0,137	0,171	0,256	0,364	0,50
$L_e = \sqrt[3]{\frac{4EI}{bK}}$	3,33	3,58	3,83	4,06	4,30	4,75	5,19	5,62
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	5,98	6,37	6,76	7,12	7,50	8,21	8,90	9,75

On prend $\Rightarrow h_1 = 130\text{cm}$

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max} = 7,11 \text{ m}$

$$\Rightarrow 47,4\text{cm} < h_2 < 71,1\text{cm}$$

On prend : $h_2 = 70 \text{ cm}$

Conclusion :

$$h_N \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 130\text{cm}$$

On prend : $h_N = 130 \text{ cm}$.

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 130\text{cm} \\ b = 75\text{cm} \end{cases}$

VII. 3.3.3. Caractéristiques Géométrique du Radier :

- **Position du centre de gravité**

$$x_G = 20,78 \text{ m}$$

$$y_G = 10,47\text{m}$$

Pour calcul sur plan (AUTO CAD)

- **Moments d'inertie**

$$I_{xx} = 22082,1 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 78114,3 \text{ m}^4$$

Pour calcul sur plan (AUTO CAD)

VII. 3.3.4. Vérifications Nécessaires

VII. 3.3.4.1. Vérification de la Stabilité du Radier

1- La 1^{ème} Méthode 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 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Ave :

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.

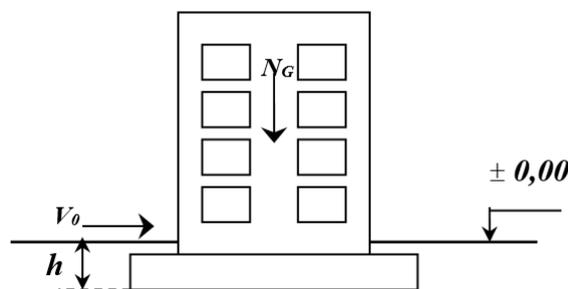


Figure VII. 3: Schéma statique du bâtiment

Sens x-x

$$M_0 = 86517,09 \text{ KN.m} ; V_0 = 7474,97 \text{ kN} ; h = 3,2 \text{ m} \quad (h = 1,90 + 1,3)$$

$$\text{Donc: } M_R = 109689,49 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

Avec : $N_G = N_{G1} + N_{G2}$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a: $N_{G1} = 69154,71 \text{ KN}$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 729,31 \times 0,40 = 6381,46 \text{ kN}$$

$$N_Q = 11990,69 \text{ KN}$$

Donc: $N = 87526,86 \text{ KN}$

$M_s = N \cdot x_G = 1818808,15 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 16,58 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

Sens y-y

$M_0 = 164471,31 \text{ KN.m}$; $V_0 = 7670,46 \text{ KN}$; $h = 3,2 \text{ m}$ ($h = 1,90 + 1,3$)

Donc: $M_R = 188249,73 \text{ KN.m}$

$M_s = N \cdot y_G = 916406,22 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4,86 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

2- La 2^{eme} Méthode la Stabilité du Radier :

Pour assurer la stabilité du bâtiment au renversement il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{Art .10.1 .5 P96 RPA 99 version 2003}).$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : N_1 (de la superstructure) + N_2 (sous-sol).

B : la largeur du radier.

Suivent xx : $e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{109689,49}{87526,86} = 1,25 \leq 41,55/4 = 10,38 \dots\dots\dots \text{verifier}$

Suivent yy : $e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{188249,73}{87526,86} = 2,15 \leq 24,5/4 = 6,12 \dots\dots\dots \text{verifier}$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure 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 : $\sigma_{sol}=1,75 \text{ bar}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{87526,86}{729,31} = 120,01 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 120,01 \text{ kN / m}^2 < \sigma_{sol} = 175 \text{ kN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

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 positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

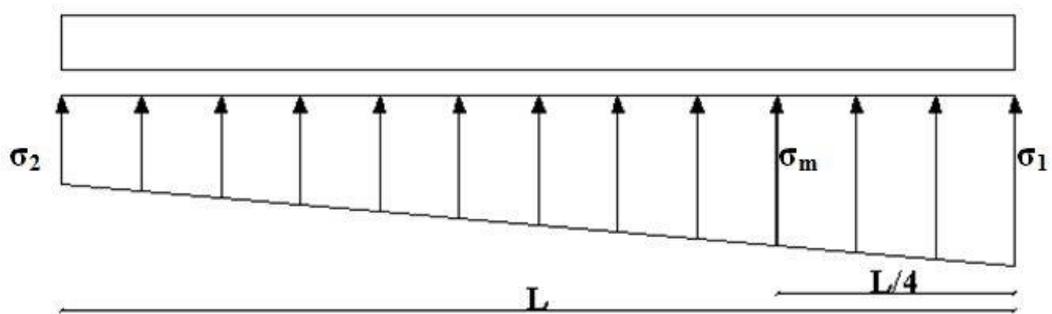


Figure VII. 4: Contraintes sous le radier

ELU

$$N_u=1,35G+1,5Q=111344,90 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol}=175 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VII. 4: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (kN/m^2)$
<i>Sens x-x</i>	234,04	71,29	193,35
<i>Sens y-y</i>	182,21	123,13	167,44
<i>Vérification</i>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$ =262,5	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 232,75$

ELS

$N_{ser}=81145,40 \text{ kN}$

$\sigma_{sol}=175kN/m^2$

Tableau VII. 5: Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (kN/m^2)$
<i>Sens x-x</i>	192,63	29,88	151,94
<i>Sens y-y</i>	140,80	81,72	126,03
<i>Vérification</i>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 262,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 232,75$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans 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 :

ELU : $\sigma_{\pm} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 193,35 \text{ kN} / m^2$

ELS : $\sigma_{\pm} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 151,94 \text{ kN} / m^2$

VII. 3.3.5. Ferrailage du Radier

a. Ferrailage de la dalle du radier :

➤ **Détermination des efforts :**

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0,85M_x \\ M_{ty}=0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x & \text{(autre appui)} \end{cases}$

Panneau intermédiaire

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0,75M_x \\ M_{ty}=0,75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

➤ **Valeur de la pression sous radier**

ELU

$q_u = \sigma_u \cdot 1m = 193,35 \text{ kN / m}$

ELS

$q_s = \sigma_s \cdot 1m = 151,94 \text{ kN / m}$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)**

$Lx=6,30-0,75=5,55m.$

$Ly=7,11-0,75=6,36m.$

Le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,55}{6,36} = 0,87 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 6: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5,55	6,36	0,87	0,0496	0,7244	193,35	306,14	260,22	221,76	188,50	91,84

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 7: Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5,55	6,36	0,87	0,0556	0,8074	151,94	269,67	229,22	217,73	185,07	80,90

➤ **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=30$ MPa; $\sigma_{bc}=17$ MPa; $f_e=500$ MPa; $\sigma_s=435$ MPa; $b=100$ cm; $h=40$ cm ; $d=0,9h=36$ cm

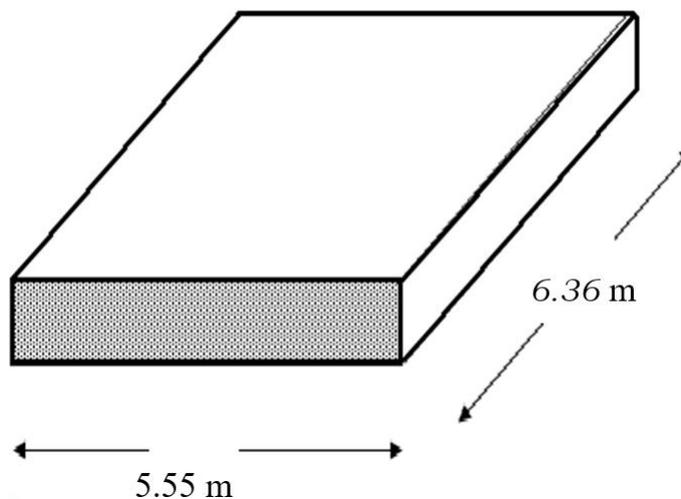


Figure VII. 5: Schéma du panneau le plus sollicité

Section minimale

Sens x-x : $0,08 \% b.h= 2,91$ cm².

Sens y-y : $A_{s \min}=1,2.(A_{\min \text{ suivant y-y})=3,49$ cm².

Condition A_s^{\min} de RPA 99 :

$$A_s^{\min} = 0,5\% b.h = 20 \text{ cm}^2$$

Tableau VII. 8: Ferrailage des Panneaux du Radier

	Sens	$M_u(kNm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	$A_s^{\min}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
<i>Travée</i>	x-x	260,22	20,74	20	11T16	22,11
	y-y	188,50	14,63	20	10T16	20,1
<i>Appui</i>	x-x	91,84	6,90	20	10T16	20,1
	y-y					

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (105 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

En travée :

Sens x-x

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

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

Sens y-y

$$Esp \leq \text{Min} (4h; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (140 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ m} < 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 12 \text{ cm}$

Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ m} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 12 \text{ cm}$

*Vérifications nécessaires

-Condition de non fragilité:

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,47 \text{ cm}^2$$

Tableau VII. 9: Vérifications CNF

	Sens	$A_s^{adp}(cm^2)$	$A_s^{\min}(cm^2)$	Vérifications
<i>Travée</i>	x-x	22,11	20	<i>oui</i>
	y-y	20,1	20	<i>oui</i>
<i>Appui</i>	x-x	20,1	20	<i>oui</i>
	y-y			

-Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII. 10: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	229,22	22,11	9,75	18	307,8	250	non
	y-y	185,07	20,1	8,92		268,7		non
App	x-x	80,90	20,1	3,03		117,2		oui
	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. 11: Redimensionnement des Armatures

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	9T20	28,30	13
	y-y	9T20	28,30	13
Appuis	x-x	9T20	28,30	13
	y-y	9T20	28,30	13

Tableau VII. 12: Vérification des contraintes (correction)

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	229,22	28,30	7,27	18	237,6	250	Oui
	y-y	185,07	28,30	5,87		191,9		Oui
Appui	x-x	80,90	28,30	2,57		83,9		Oui
	y-y							

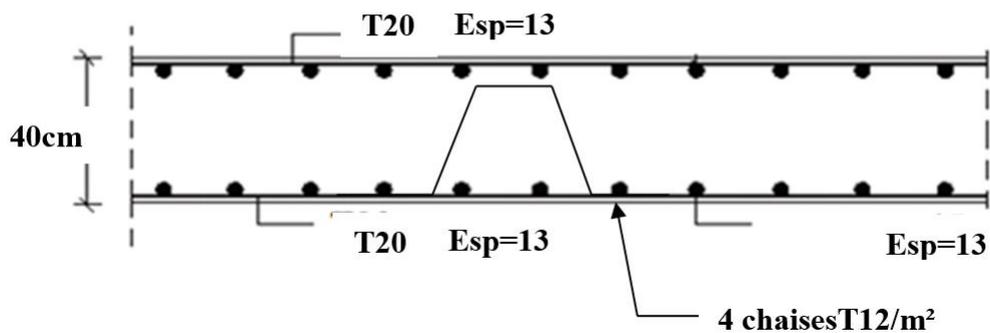


Figure VII. 6: Ferrailage de la Dalle du Radier

b. Ferrailage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «*BAEL91 modifier 99*» [3]

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 :

$b=0,75 \text{ cm} ; h=130 \text{ cm} ; d=117 \text{ cm}$

- **Sens non porteur (x-x) :** $L=5,55 \text{ m} ; q=193,35 \text{ kN/ml}$

Tableau VII. 13: Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
<i>Travée</i>	655,79	13,14	9T14	13,90
<i>Appuis</i>	385,76	7,67	9T12	10,17

- **Sens porteur (y-y) :** $L=6,36 \text{ m} ; q_{elu}=193,35 \text{ kN/ml}$

Tableau VII. 14: Ferrailage des nervures (sens porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
<i>Travée</i>	857,31	17,27	9T16	18,10
<i>Appuis</i>	504,30	10,06	9T12	10,17

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,75 \text{ cm}^2$

Tableau VII. 15: Vérification de la condition de non fragilité

		$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	A_s^{\min}	Vérification
<i>Sens X</i>	<i>Travée</i>	13,90	7,75	<i>oui</i>
	<i>Appuis</i>	10,17		<i>oui</i>
<i>Sens Y</i>	<i>Travée</i>	18,10		<i>oui</i>
	<i>Appuis</i>	10,17		<i>oui</i>

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «BAEL91 modifier 99» [3]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

$$q_{ser} = 151,94 \text{ kN/ml}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

Tableau VII. 16: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	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	449,05	13,90	3,81	18	267,6	250	non
	y-y	673,69	18,10	5,16		310,7		non
Appuis	x-x	293,56	10,17	2,72		236,6		oui
	y-y	396,29	10,17	2,62		235,9		oui

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée dans le sens x-x et y-y donc on augmente la section de l'acier

Tableau VII. 17: Vérification des contraintes à l'ELS (correction)

	Sens	M_{ser} (kNm)	choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	449,05	9T16	18,10	3,44	18	207,1	250	oui
	y-y	673,69	5T20+4T16	23,74	4,65		239,1		oui
Appuis	x-x	293,56	9T12	10,17	2,72		236,6		oui
	y-y	396,29	9T12	10,17	2,62		235,9		oui

2.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{qL}{2} = \frac{193,35 \times 6,64}{2} = 641,92 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{641,92 \times 10^3}{650 \times 1080} = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

2.2. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 : [3]**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

- **RPA99 version 2003 : [1]**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T_u}{0,9 d x b_s}$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \varphi_l \right) = 24 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}; \tau_u = 0,91 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}; b = 65 \text{ cm}; d = 108 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 2,27 \text{ cm}^2$$

On prend : $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$

2.3 Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 130 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 1,3 = 3,9 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p(4T12) = 4,52 \text{ cm}^2$

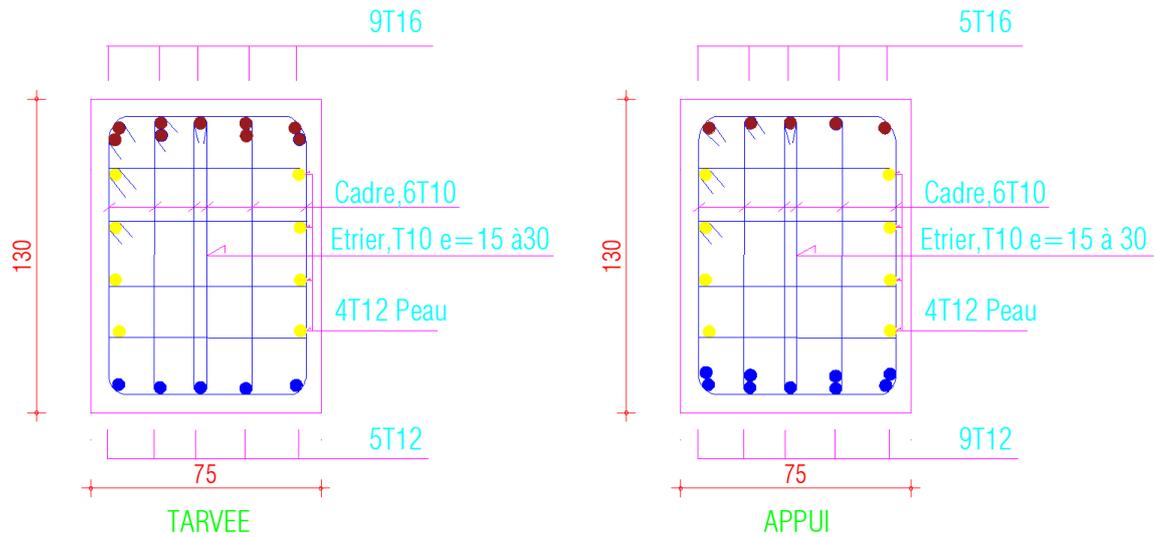


Figure VII. 7: Ferrailage des nervures (non porteur)

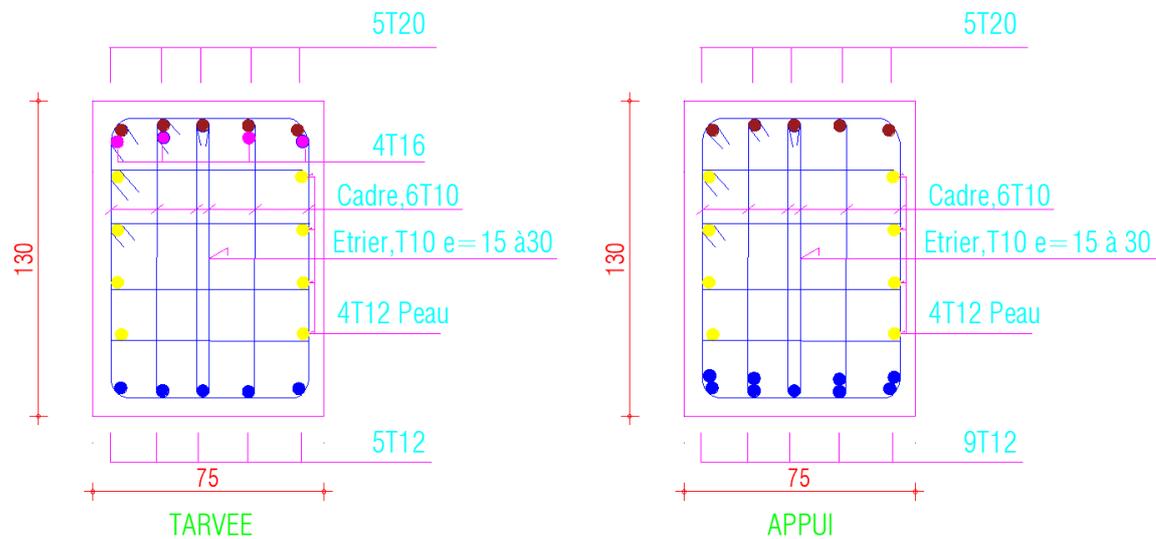


Figure VII. 8: Ferrailage des nervures (porteur)

VII. 3.3.5. Ferrailage du Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de $1m$ à l'ELU.

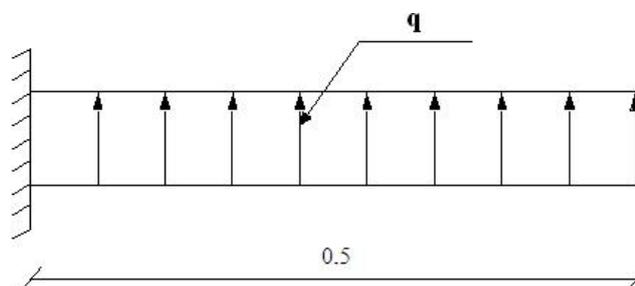


Figure VII. 9: Schéma statique des débords

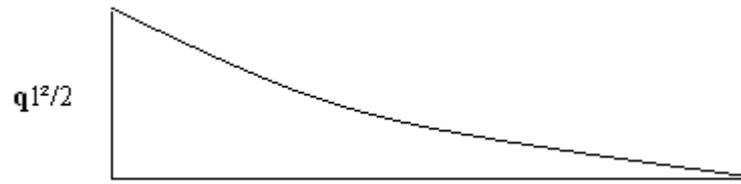


Figure VII. 10: Diagramme des Moments

➤ **Calcul de ferrailage**

$q_u=193,35 \text{ kn/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=35 \text{ cm}$, $f_{c28}=30\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=17 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 24,16 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_s} = 0,0014$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 31,28 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,78 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,47 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

On adopte $A_s=A_s^{\min}=3,47 \text{ cm}^2$

Choix : $6T12$, avec $A_s=6,79\text{cm}^2$, esp=20 cm

➤ **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,70 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3,39 \text{ cm}^2$$

On prend $4T10=3,14 \text{ cm}^2$, $S_r= 15\text{cm}$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_{ser}=151,94\text{kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 18,99 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \dots\dots\dots \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

Tableau VII. 18: Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
18,99	6,79	1,85	18	96	250	OK

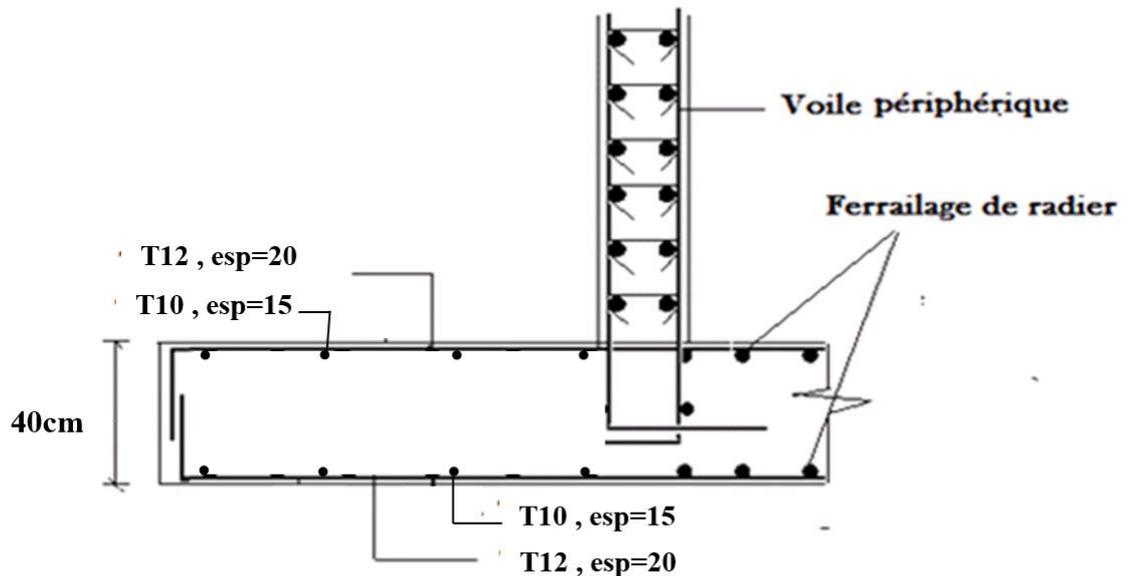


Figure VII. 11: Ferrailage du Débord

VII.4 ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VII.4.1 PRE-DIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du *RPA99 version 2003[1]*, 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 $e \geq 15cm$

- ✓ 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 : $B=20\text{ cm}$ (Section du voile).

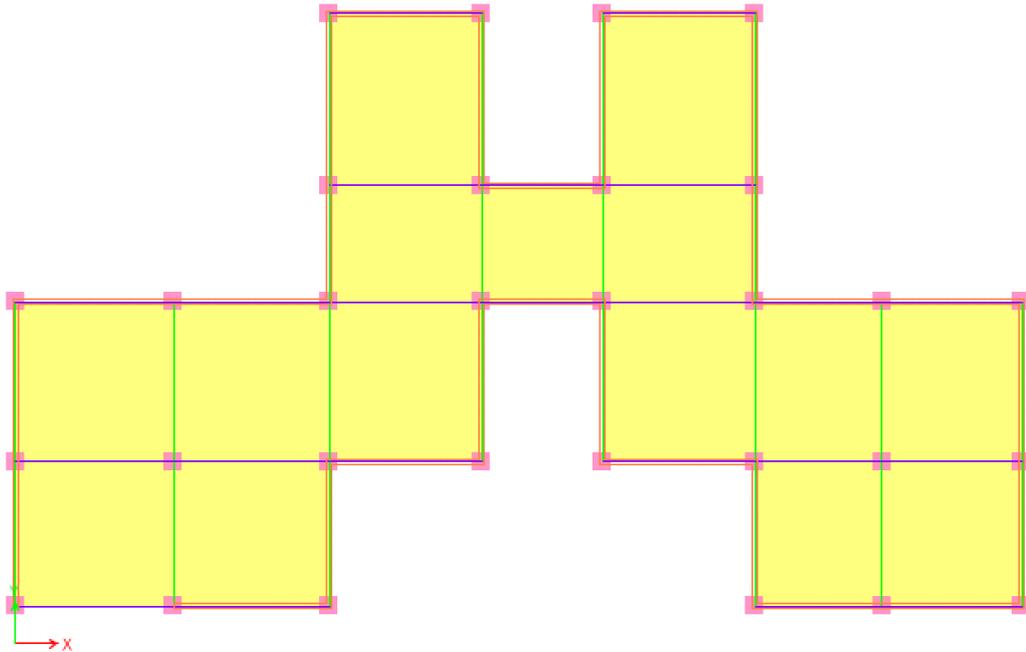


Figure VII. 12: voile périphérique 2D

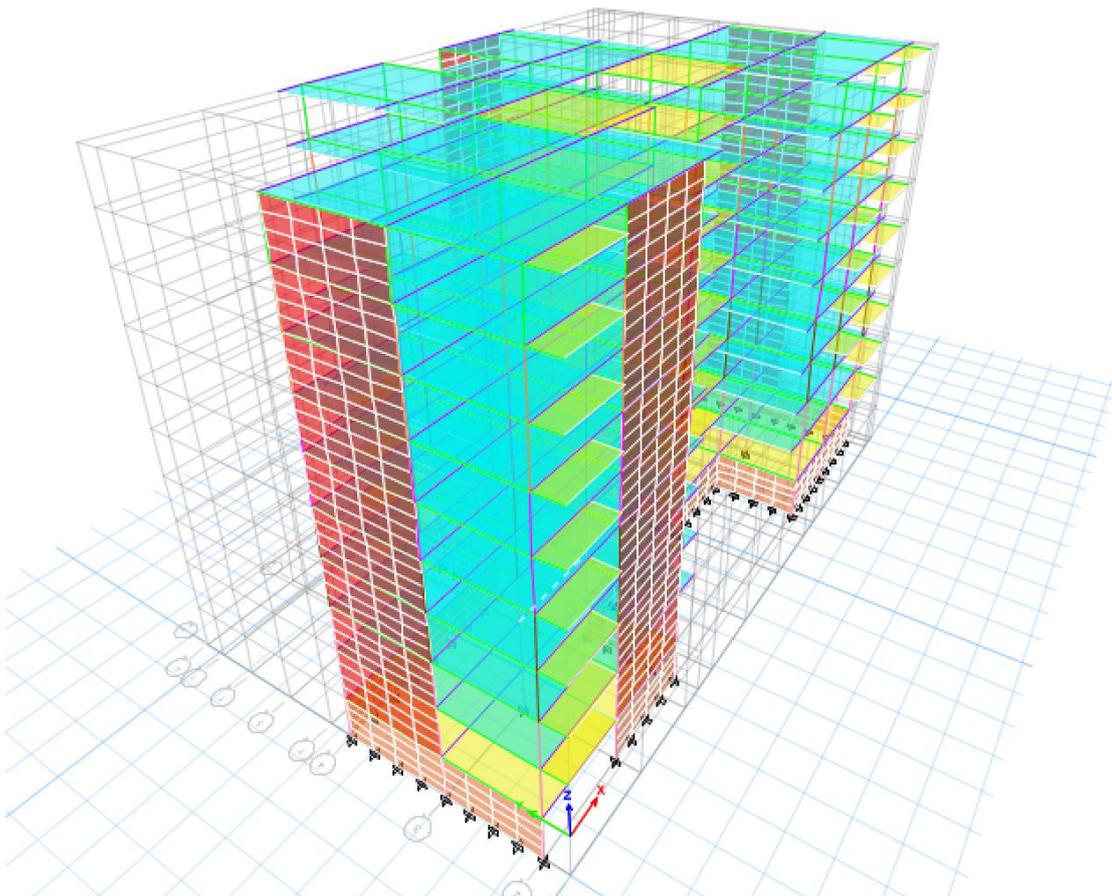


Figure VII. 13: voile périphérique 3D

VII.4.2 EVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 2,90 - 0,50 = 2,4 \text{ m} ; L_y = 7,11 - 0,75 = 6,36 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges présentent uniformément réparties sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante P_G des poussées unitaires, sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison δ et l'intensité :

Avec :

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

P_G = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$$K_a = \text{Coefficient de pousse} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 19 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 2,90 - 0,50 = 2,4 \text{ m}$).

φ = l'angle de frottement interne du remblai $\varphi = 25^\circ$

$$K_a = 0,405$$

On obtient :

$$P_G = 22,16 \text{ KN/m} \longrightarrow P_u = 29,91 \text{ KN/ml}$$

VII.4.3 EFFORT DES LA DALLE

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,37 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les un sens.}$$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85M_x = 18,30 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 10,76 \text{ kNm}$$

VII.4.4 CALCUL DU FERRAILLAGE

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 19: Ferrailage du Voile Périphérique

	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	z-z	18,30	0,033	0	0,042	17,70	2,38	6T12	6,79	15
Appuis	z-z	10,76	0,020	0	0,025	17,82	1,39	6T12	6,79	15
	y-y									

VII.4.5 CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A_s^{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

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 disposé en deux nappes.

$$A_s^{min} = 0,1\% b.h = 2 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

VII.4.7 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2 L_x + L_y} = 40,90 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 23,92 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 40,90 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{40,90 \cdot 10^3}{1000 \cdot 200} = 0,20 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

VII.4.8 VERIFICATION A L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,37 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les un sens.}$$

$P_G = 22,16 \text{ KN/m}$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85M_x = 13,56 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=7,97kNm$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa$

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau VII. 20: Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	z-z	13,56	1,77	3,55	18	135,4	250	ok
App	z-z y-y	7,97	1,03	2,09	18	79,6	250	ok

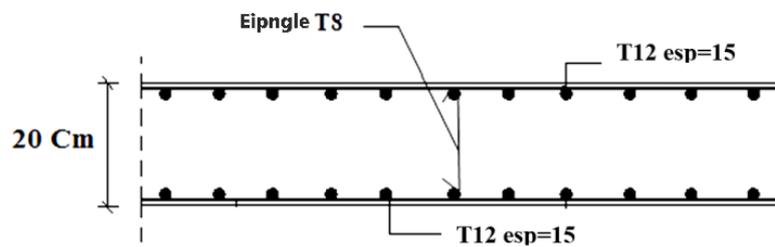


Figure VII. 14: Ferrailage du Voile Périphérique

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Dans cette étude, nous avons tiré les points suivants :

- Un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement **RPA99 version2003[1]**. Nous avons permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape.
- Cette structure possède une forme irrégulière en plan. Ce qui nous a causé des difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles.
- Lorsque nous venons de faire l'effet de la torsion additionnelle (accidentelle) qui a été exigé par le règlement **RPA99 version2003[1]** nous avons trouvé des difficultés pour avoir le résultat du centre de masse et du centre de rigidité au niveau du logiciel **ETABS version18.1.0** car dont les résultats sont introduits dans le logiciel **ETABS** pour terminer cet effet.
- Le bâtiment a été soumis à des moments de la torsion additionnelle statiques. Les déplacements (Δ_M) résultants ont été ajoutés à ceux résultants des charges **G, Q** et **E**. Le cumul suscité a été fait uniquement pour les déplacements latéraux inter étages. Les valeurs de ce dernier (le cumul) ont été inférieures aux valeurs admissibles.

- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- L'effet de la température est indispensable et très important pour une structure ayant une dimension en plan supérieur à **30 mètres**. Les efforts déduits de l'étude thermique ont influencé sur les quantités d'armatures déduites de l'étape de ferrailage.
- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.
- Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel **ETABS version 18.1.0** nous a permis de visualiser ces contraintes.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **RPA99 version 2003** ; Règlement parasismique Algérien, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [2] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**.
- [3] **BAEL 91, 1992** ; Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles.
- [4] **Aouabdia yakoub** et **Zekrzoui ismail** ; Etude d'une tour R+9+Sous-Sol avec une étude thermique, Mémoire de master, Université Blida 2015.
- [5] Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**).
- [6] Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thnier** (tome1 ; tome2).
- [7] **ABELILA AMINA** et **AMEZIANE ZINEB**, Etude d'une bâtiment (R+6+2Sous-Sol)a usage administratif ,Mémoire de master, Université Blida 2010.
- [8] **BELLOUT Abdelghani** et **CHIBANI Koceila** , , Etude d'une bâtiment (R+8+2Sous-Sol)a usage hôtel avec contreventée par des voiles porteurs ,Mémoire de master, Université Blida 2012.
-

ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

LES DONNEE
 Caractéristique du béton et
 l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui ($A_s' = 0$)

$$\mu < \mu_R$$

Non ($A_s' \neq 0$)

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c') \cdot \sigma_s']$$

Oui

$$\mu$$

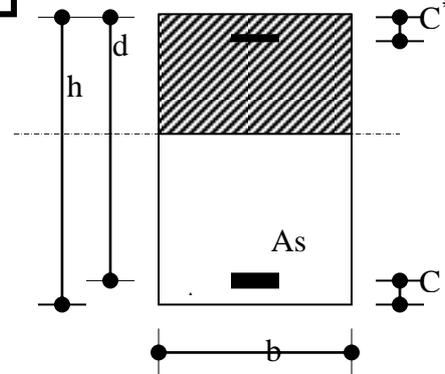
Non

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

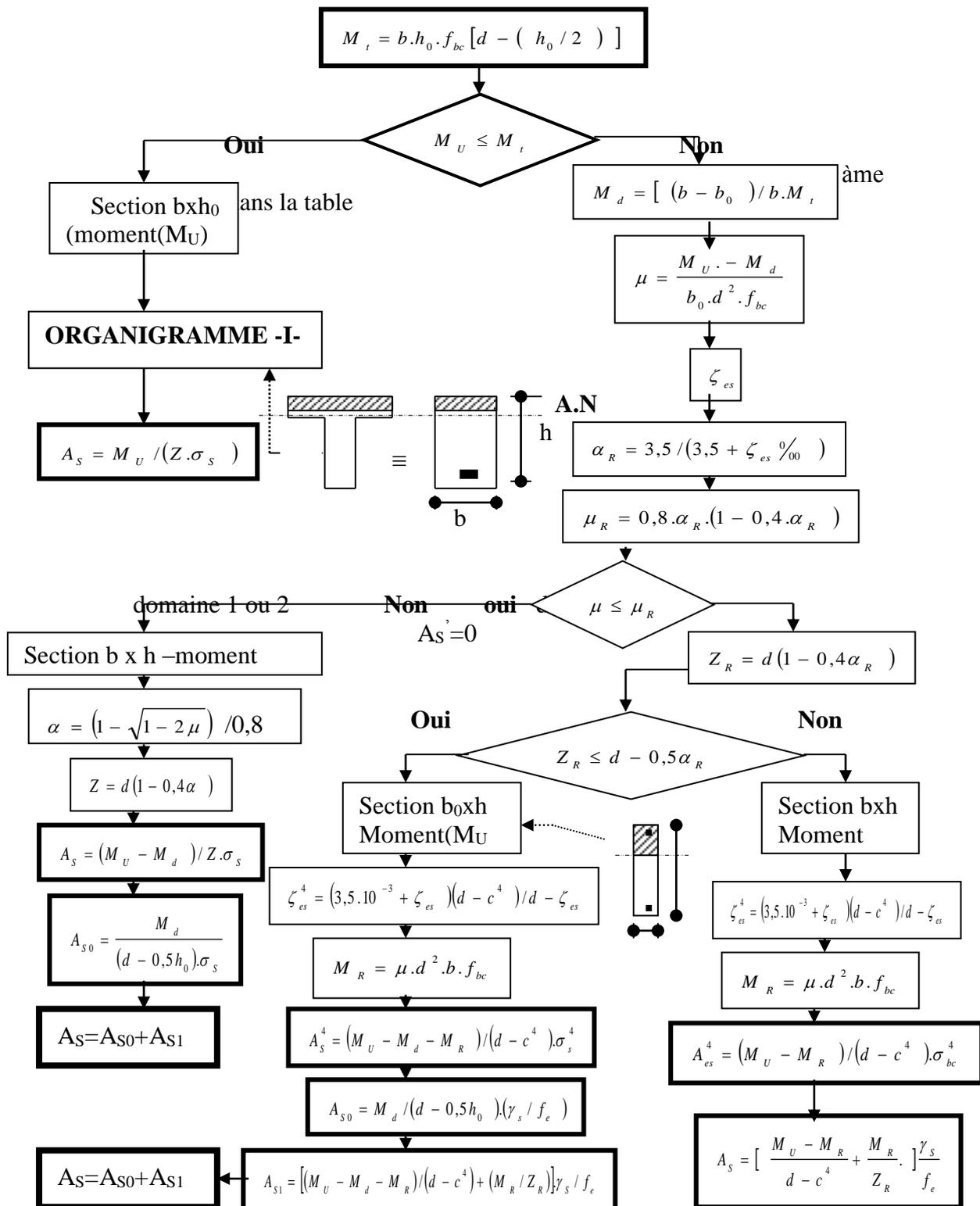
$$\varepsilon_s = 3,5 \text{‰} \cdot \left[\frac{1-\alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

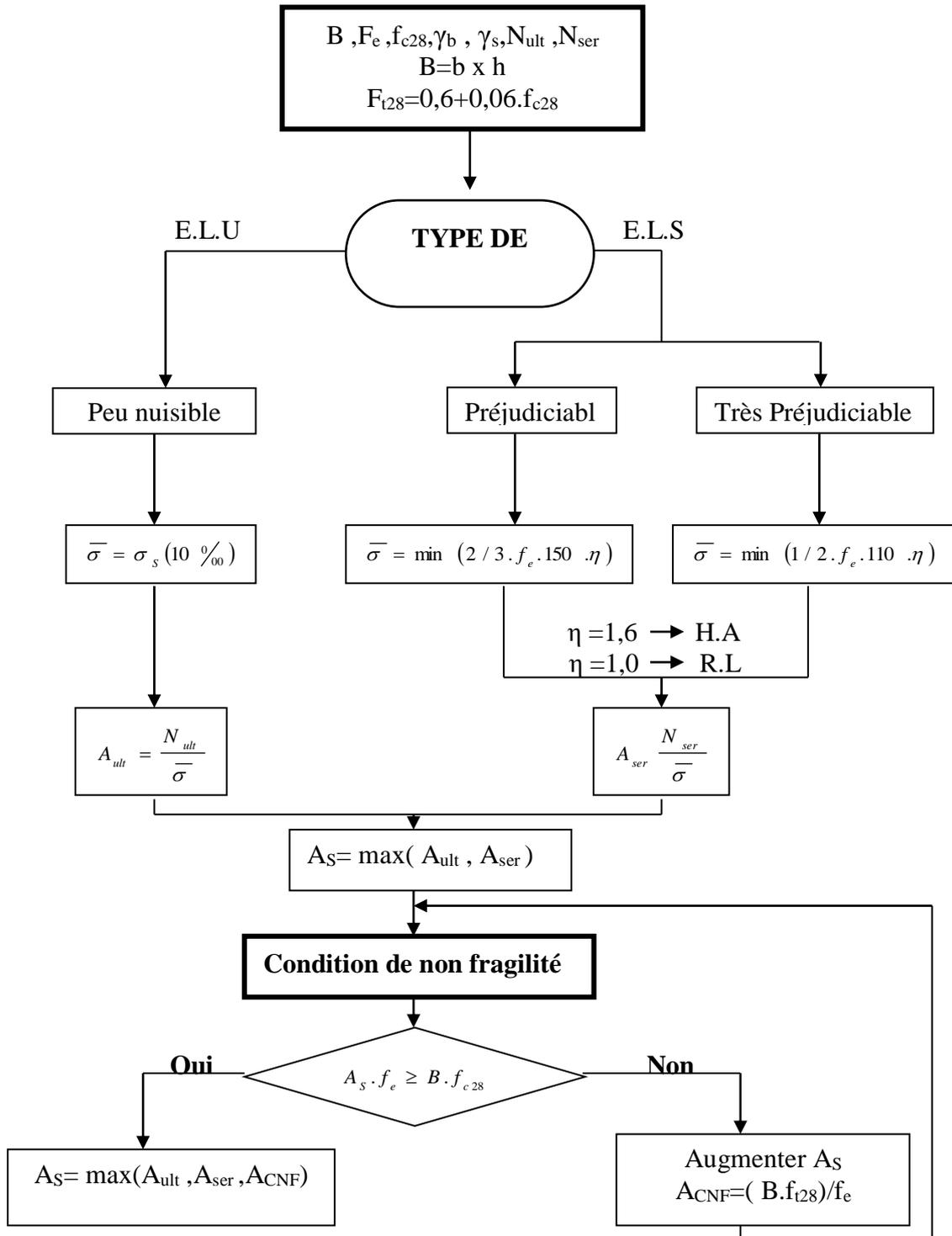
$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_{cs} / \gamma_s}$$



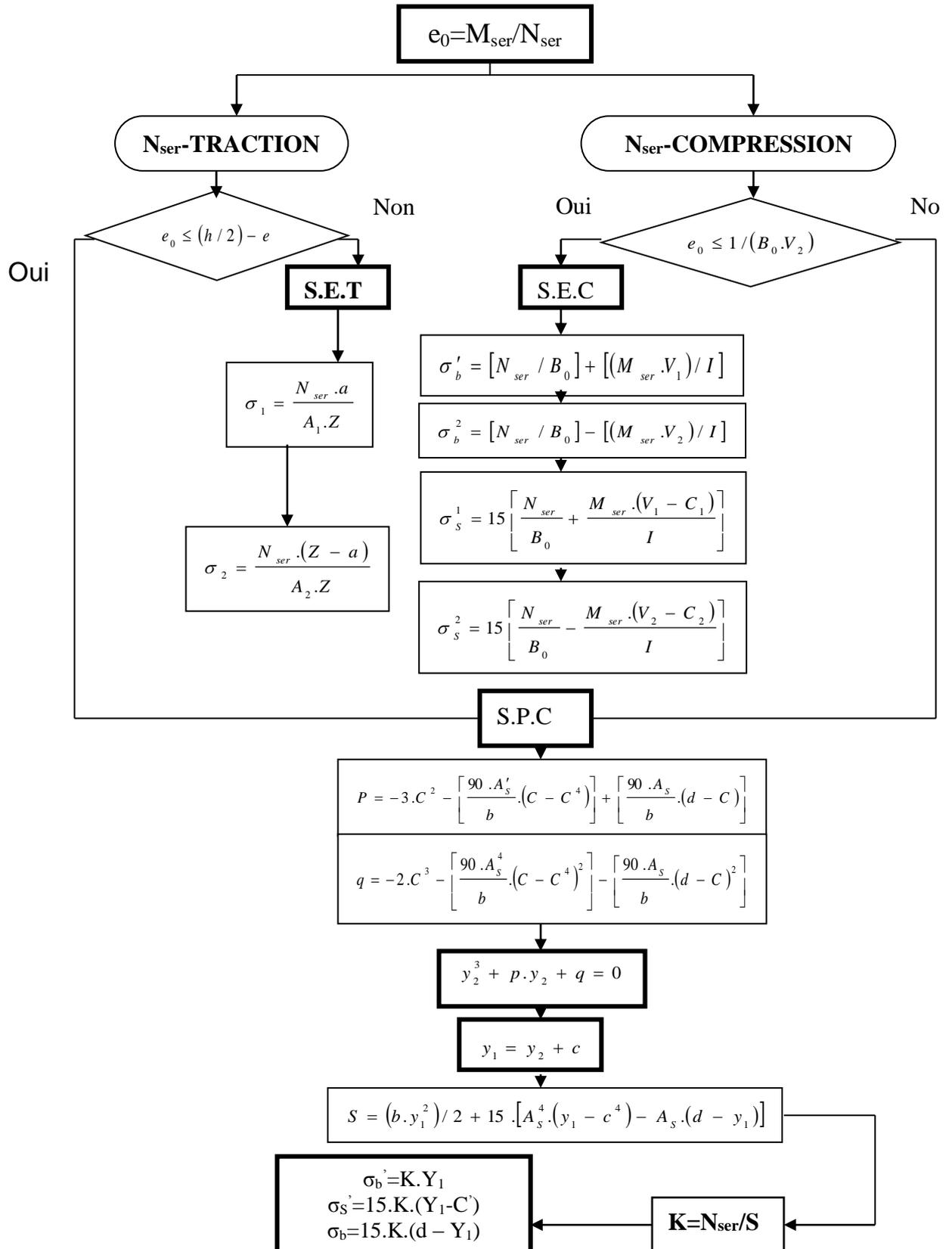
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-
 A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



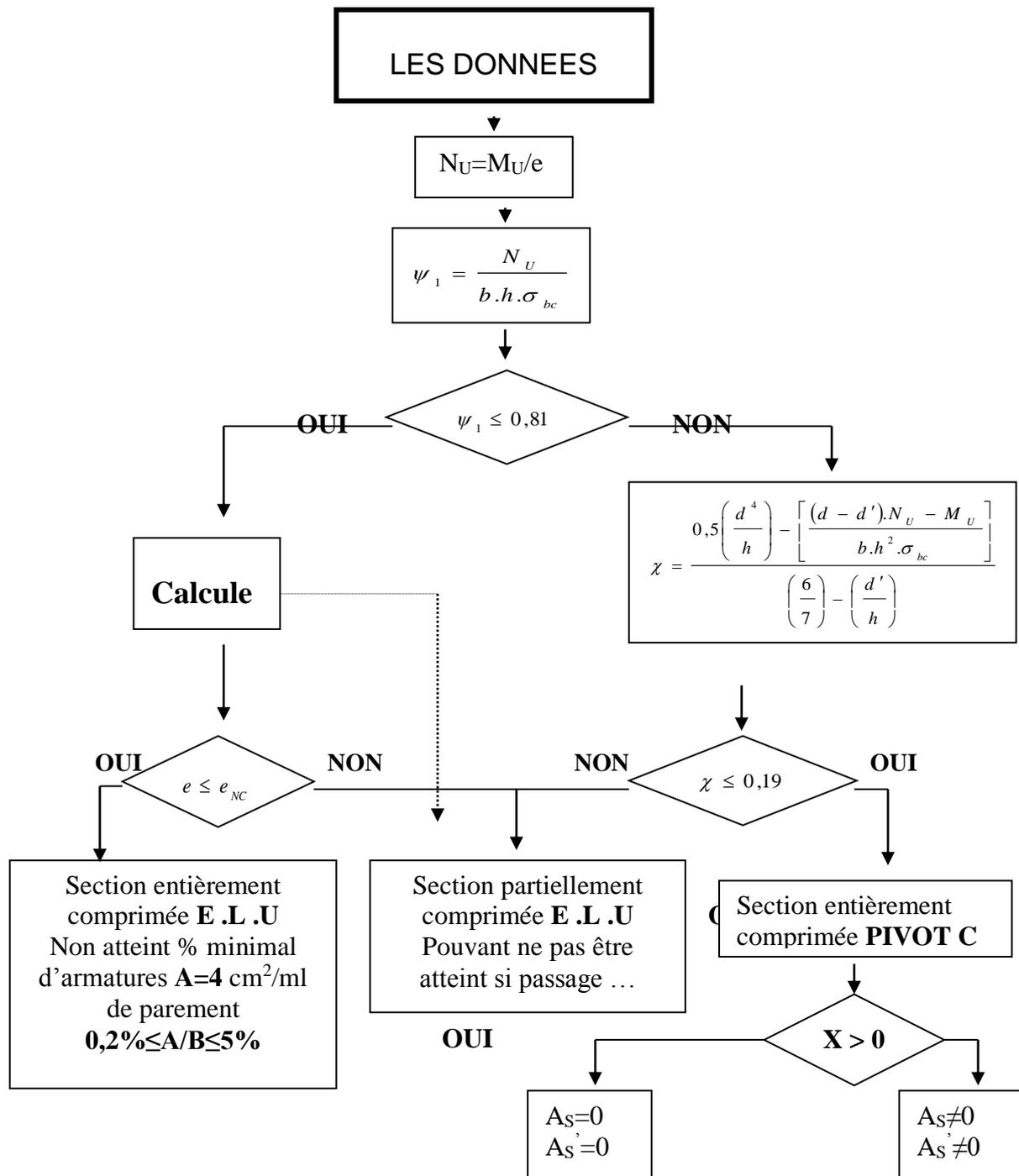
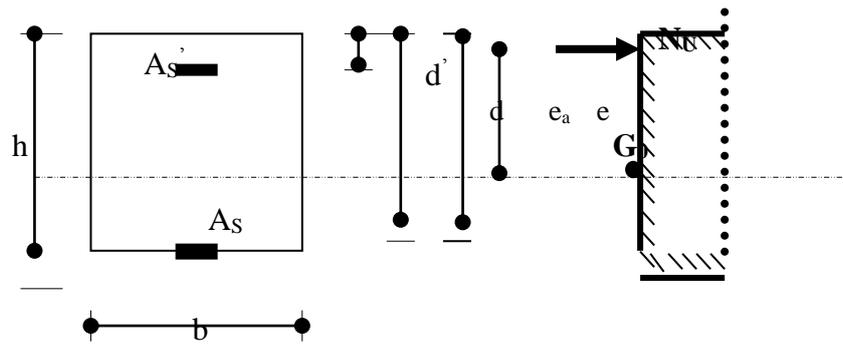
ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



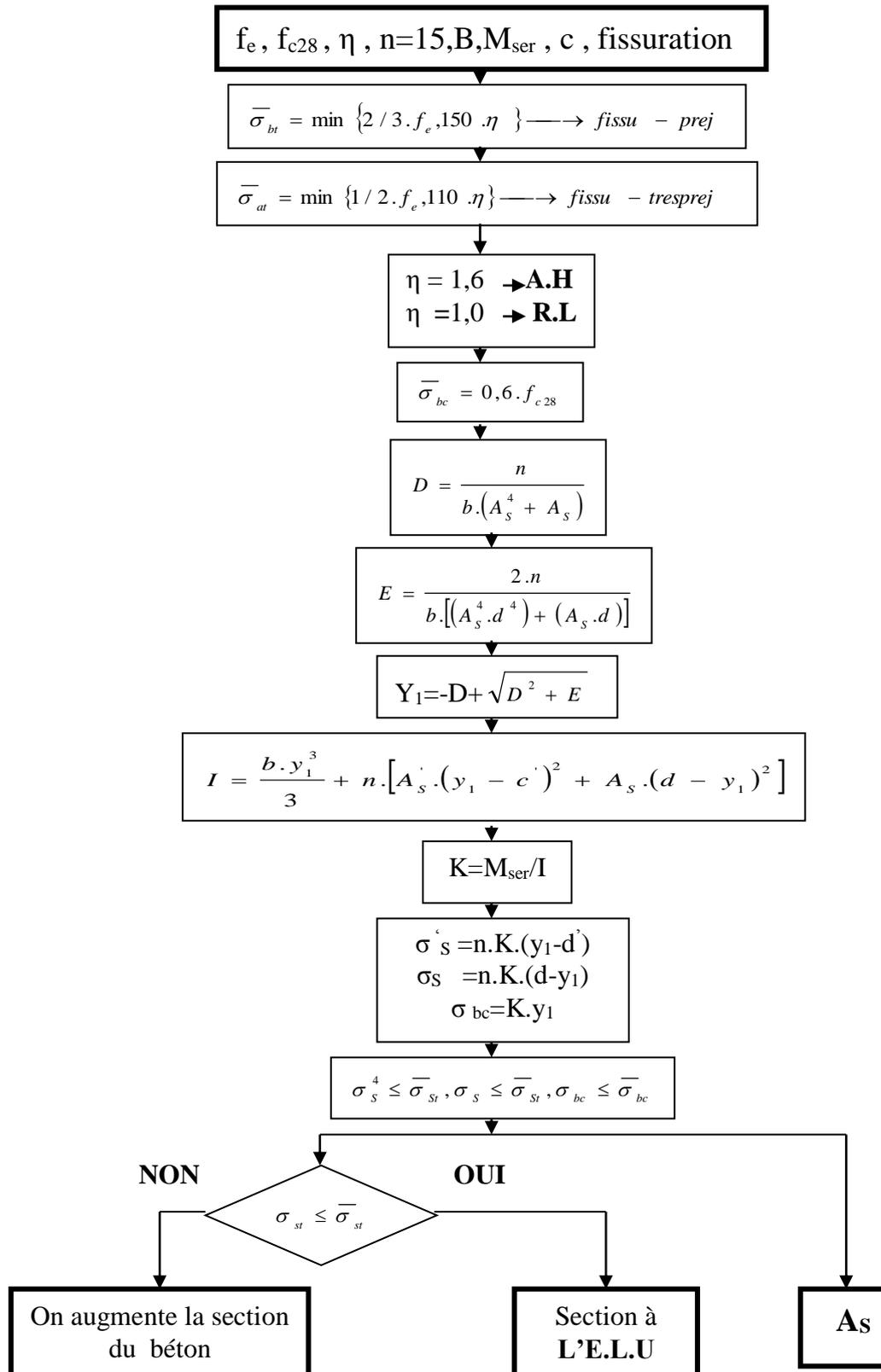
**ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



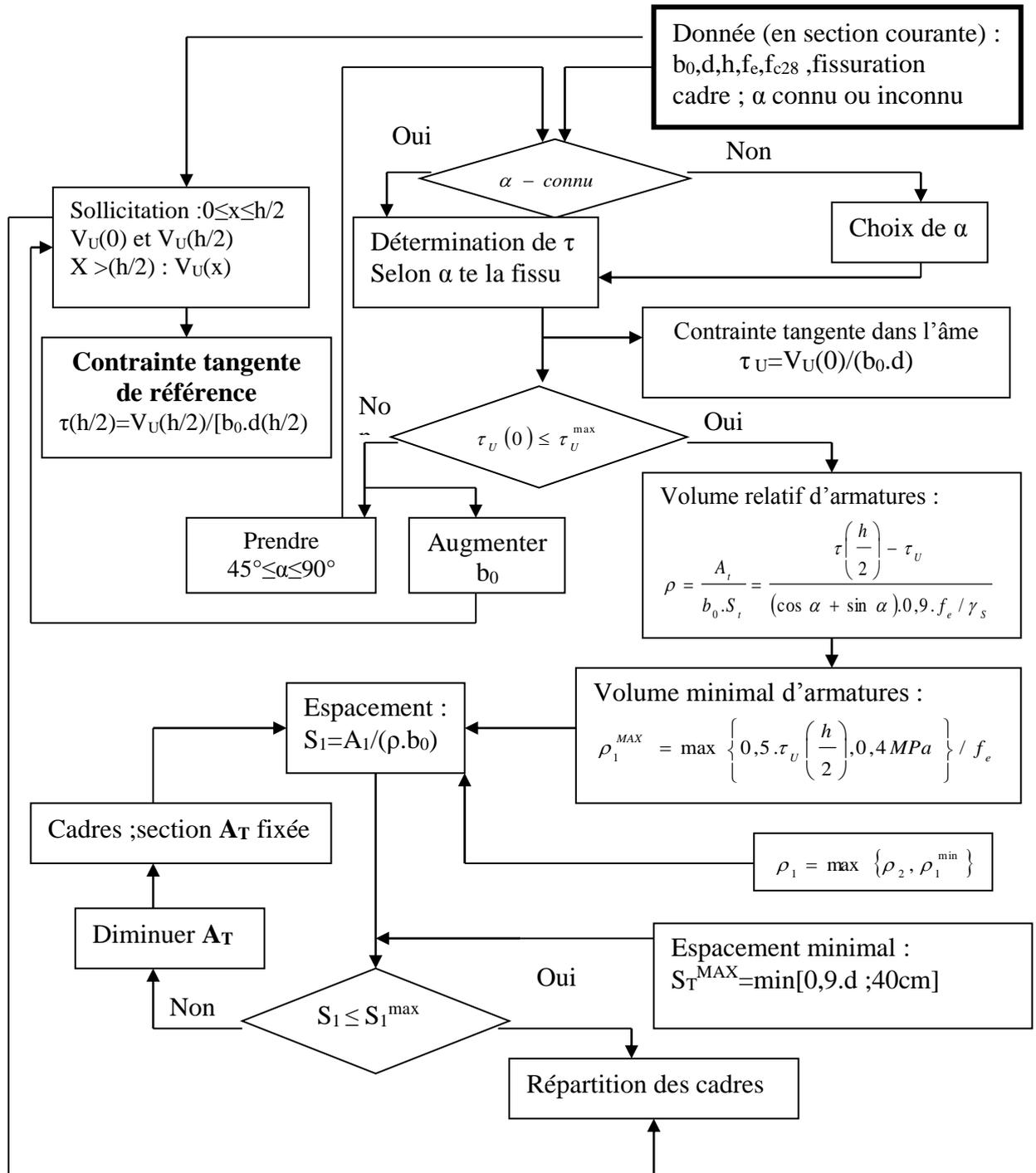
ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -VI-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT



ORGANIGRAMME -VIII-

CLASSIFICATION DU SITE D'APRES DTR -BC 248 DU RPA 99/VERSION 2003

- Classification sismique

Notre site est classé à la zone III caractérisée par une forte sismicité.

- Classification en fonction de l'essai pressiométrique (1) (2) (3) (4) (5)

La réalisation d'un sondage pressiométrique sans cycle et conformément à la norme NF P 94-100, a permis d'identifier et de classer le sol en place.

Le Règlement parasismique algérien "R.P.A. 99 / version 2003", stipule, que les sites sont classés en quatre catégories : S1 (site rocheux), S2 (site ferme), S3 (site meuble), S4 (site très meuble). Le R.P.A précise aussi à la page 29 que "selon la disponibilité et la fiabilité des résultats des différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie appropriée. En cas de doute, classer dans la catégorie immédiatement la plus défavorable".

Les valeurs moyennes calculées de E_m et P_f dans la zone en dessous de la fondation, sont :

$$E_m^{moy} = 121 \text{ bars} = 12,1 \text{ MPa.}$$

$$P_f^{moy} = 18,28 \text{ bars} = 1,82 \text{ MPa.}$$

D'après le tableau de classification des sites selon le R.P.A.

$$5 < E_m^{moy} < 20 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Site meuble de classe S3}$$

$$1 < P_f^{moy} < 2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Site meuble de classe S3.}$$

Selon le R.P.A, le sol du site étudié est classé comme un : **Site meuble de classe S3.**

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

L'étude générale du terrain réservé à la construction d'un ensemble immobilier de 107 logements promotionnels de type R+8 avec un sous-sol situé à la commune de Beni Tamou wilaya de Blida, nous permet d'obtenir les informations suivantes en bref :

- * La commune de Beni Tamou généralement se repose sur un relief doux, implantée à la plaine de la Mitidja.
- * Cette région est marquée par un remblaiement Quaternaire.
- * Le terrain appartient à une zone de forte sismicité et considéré généralement instable géologiquement (zone sismique III).

* Un aménagement pour drainer les eaux pluviales et un système d'assainissement est toujours indispensable après la projection de constructions pour évacuation des eaux de surface.

* On conclue une absence presque totale d'intensité de la forme de relief (relief très doux) juste une très légère pente de direction Sud Nord. Aucun risque d'instabilité vu la structure morphologique.

* D'après les renseignements fournis par la carte géologique de Koléa (N°41) au 1/50 000^{ème} sur la région d'étude, on trouve que notre site est formé d'un seul faciès géologique. C'est un terrain alluvionnaire qui reflète l'aspect de remplissage de la Mitidja. Il est essentiellement constitué par des alluvions récentes généralement des sables limono-argileux peu graveleux à graveleux avec quelques galets hétérométriques dispersés (centimétriques à décimétriques) de dénomination géologique (a²).

* Le creusement de ces sondages arrêtés à la profondeur de 20 m environ a mis en évidence l'aspect d'un seul faciès géologique alluvionnaire.

Généralement le terrain est dominé par une matrice de sédiments argilo-limoneux sablonneux peu graveleux à graveleux par passages avec quelques galets hétérométriques centimétriques à décimétriques (alluvions fines et grossières) de couleur d'ensemble brunâtre et de consistance assez considérable surtout en profondeur.

* Le sol est de bonnes caractéristiques en général.

* La contrainte admissible est de l'ordre de 1,75 bar.

* D'après les essais au laboratoire, on est en présence d'un sol dur, son tassement est très faible de point de vue consistance, un peu humide et un peu proche à la saturation à saturé. D'après l'abaque de CASAGRANDE, on est en présence d'une argile peu plastique de dénomination géotechnique « Ap ». De point de vue granulométrique, il s'agit d'un sol fin à assez pulvérulent. Les sols graveleux sont très peu gonflant (sol non gonflant) avec une cohésion assez moyenne et un angle de frottement un peu élevé. Sa résistance à la compression est assez considérable. Selon Terzaghi ($2 < R.C.S < 4$ bars), le sol est très consistant.

* Les valeurs des tassements obtenues sont admissibles, elles confirment le caractère peu compressible du sol. Aussi vu la nature de sol en place, sa consistance ($I_c > 1$) et le comportement de la construction, le tassement est très faible.

* Le sol n'est pas agressif. Pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.

39

● Concernant les fondations

a) le type de fondation le mieux adapté au contexte :

Comme il y a un sous sol qui fait appel par le vide à une force de la aux 10 niveaux, le mode de fondation que nous préconisons pour la construction projetée sera des semelles filantes de souhaitable un radier général.

b) le mode d'exécution :

Les semelles filantes ou le radier doivent être ancrés à partir de 2,5 m de profondeur du terrain aménagé (côté nord) pour cette contrainte sécuritaire.

◆ Les précautions à prendre selon notre cas en se basant sur la classification du site suivant le R.P.A 99/version 2003

- Classification sismique : zone III (sismicité élevée)
- Lithologie : S3 (sol meuble)

➤ **Importance de l'ouvrage :** Ouvrage courant ou d'importance moyenne (bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas les 48 m) Il est à opter un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et de portiques.

◆ **Constructibilité du site :** Compte tenu des caractéristiques du sol, nous pouvons conclure que l'ensemble du site ne pose pas de problèmes particuliers qui empêchent l'aménagement du site en ouvrage.

Fait à Blida le : 11/03/2021

