

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب -البلدية-1

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL

THÈME

Etude d'un bâtiment en béton armé (Rez de chaussée+09 étage + Sous-Sol)

Soutenu par :

HIDEUR M'HAND

Spécialité : Structures

GUEDDOUCHE ALI

Promoteur: Mr. AZZAZ RAHMANI ABDESSAMED

PROMOTION : 2020-2021

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction général

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

I.1.introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.2.1. A propos de notre ouvrage	2
I.2.2. Caractéristiques géométriques de la structure	2
I.2.3 Système structural	2
I.3. Définition des matériaux	4
I.3.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.3.2. Résistance du béton	4
I.3.3. L'acier	8
I.4. Hypothèses de Calcul	9

CHAPITRE II : Pré dimensionnement.

II.1. Introduction	11
II.2. Pré dimensionnement des planchers	11
II.2.1. Plancher corps creux (étage courant)	12
II.2.2 Plancher à dalle pleine	13

II.3. Evaluation des charges et surcharges	14
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible	14
II.3.2. Plancher étage courant	15
II.3.3. Balcon	16
II.3.4. Maçonnerie	17
II.3.5. Acrotère	18
II.4. Pré dimensionnement des poutres	19
II.4.1. Les poutres principales	19
II.4.2. Les poutres secondaires	20
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	21
II.5.1. Principe	21
II.5.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul)	21
II.5.3. Loi de dégression	21
II.5.4. Pré dimensionnement	22
II.5.5. Calcul de la décente de charge	26
II.6. Pré dimensionnement des voiles	36

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

III.1. Introduction	38
III.2. Acrotère	38
III.2.1. Introduction	38
III.2.2. Evaluation des charges	39
III.2.3. Calcul des efforts	40
III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère	41

III.2.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 »	42
III.2.6. Vérification à L'E.L.S	43
III.2.7. Vérification De L'effort Tranchant	45
III.2.8. Schéma de Ferrailage d'acrotère	45
III.3. Escalier	46
III.3.1. Introduction	46
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier	46
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges	49
III.3.4. Combinaison des charges	50
III.3.5. Diagramme des efforts interne	50
III.3.6. Ferrailage d'escalier	52
III.3.7. Vérification	53
III.3.8. Schéma de ferrailage d'escalier	57
III.4. Etude des balcons	57
III.4.1. Introduction	57
III.4.2. Calcul de ferrailage	60
III.4.3. Vérifications nécessaires	61
III.4.4. Schéma de ferrailage du balcon	63
III.5. Etude de la dalle machine	63
III.5.1. Introduction	63
III.5.2. Pré dimensionnement	63
III.5.3. Détermination des charges et surcharges	64

III.5.4. Combinaison des charges	64
III.5.5. Calcul des efforts	64
III.5.6. Ferrailage de la dalle	65
III.5.7. Vérification à L'E.L.S	67
III.5.8. Schéma de ferrailage de la dalle machine	69
III.6. Plancher à corps creux	70
III.6.1. Introduction	70
III.6.2. Etude des poutrelles	70
III.6.3. Dimensions des poutrelles	71
III.6.4. Méthode de calcul des Poutrelles	72
III.6.5. Etapes de calcul des poutrelles	75
III.6.6. Calcul des efforts internes	78
III.6.7. Calcul du ferrailage	82
III.6.8. Schéma de ferrailage des poutrelles	90
III.6.9. Ferrailage de la table de compression	91
III.6.10. Schéma de ferrailage de la table de compression	92

CHAPITRE IV : Etude dynamique en zone sismique.

IV.1. Introduction	93
IV.2. Etude dynamique	93
IV.2.1. Objectifs de l'étude dynamique	93
IV.2.2. Modélisation mathématique	93
IV.2.3. Caractéristiques dynamiques propres	94

IV.2.4. Modélisation de la structure	95
IV.3. Etude sismique	96
IV.3.1. Méthode dynamique modale spectrale	97
IV.3.2. Spectre de réponse	98
IV.3.3. Procédure de calcul	99
IV.3.4. Résultats de l'analyse dynamique	103
IV.4. conclusion	116
CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants.	
V.1. Introduction	117
V.2. Ferrailage des poteaux	117
V.2.1. Ferrailage Longitudinal	117
V.2.2. Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99	118
V.2.3. Recommandations selon l'R.P.A .99 version 2003	118
V.2.4. Calcul du ferrailage longitudinal	120
V.2.5. Combinaisons d'Actions	120
V.2.6. Choix des armatures	125
V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	127
V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux	130
V.2.9. Schémas des Ferrailages des différents poteaux	133
V.3. Ferrailage des poutres	134
V.3.1. Les combinaisons des charges	134
V.3.2. Recommandations des règlements	134

V.3.3. Calcul du ferrailage	135
V.3.4. Choix des armatures	139
V.3.5. Vérification nécessaire pour les poutres	139
V.3.6. Calcul des armatures transversales	142
V.3.7. Coupes de Ferrailage des poutres en travées et sur appuis	145
V.4. Ferrailages des voiles	147
V.4.1. Introduction	147
V.4.2. STABILITE des constructions vis-à-vis les charges latérales	147
V.4.3. Rôle de contreventement	147
V.4.4. FERRAILLAGE des voiles	147
V.4.5. COMBINAISON	148
V.4.6. PRESCRIPTIONS imposées par RPA 99/2003	148
V.4.7. REGLES générales	149
V.4.8. FERRAILLAGE.....	151
V.4.9 Schémas des Ferrailages.....	168

CHAPITRE VI : Etude des fondations.

VI.1. Introduction	170
VI.2. Fonctions assurées par les fondations	170
VI.3. Choix du type de fondation	170
VI.4. Classification des fondations.....	171
VI.5. Calcule des fondations.....	171
VI.6 Choix de type de semelle	171
VI.6.1 Semelle isolé	171
VI.6.2.Semelle filante	172

VI.6.3 Radier général	174
VI.10.1. Ferrailage radier	182
VI.10.2. Ferrailage du nervure	186
VI.11. Ferrailage de Débord	189
VI.12. Voile périphérique	192
VI.12.1. Pré dimensionnement	192
VI.12.2. Evaluation des charges	192
VI.12.3. calcul de ferrailage	193
VI.4.5. Vérification à l'ELS	194

Conclusion général

Bibliographie

Organigrammes

REMERCIEMENT

Avant tout Nous remercions "Allah" tout puissant qui nous a donné le courage, la volonté et la force pour accomplir ce modeste travail. Merci de nous avoir éclairé le chemin de la réussite.

Nous remercions vivement notre encadreur

Mr AZZAZ RAHMANI ABDESSAMED

D'avoir accepté de nous encadrer, qui s'est toujours montrée à l'écoute et disponible, par ses conseils judicieux et pour son Suivi régulier pour mener à bien ce modeste travail

Nous adressons nos remerciements à tous les enseignants du département de génie civil pour leur contribution dans notre formation et leur disponibilité à orienter les étudiants.

Nous remercions nos très chers parents, qui ont toujours été là pour nous. « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous nous avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Nous sommes redevables d'une éducation dont nous sommes fières ».

Enfin, nos remerciements à tous ceux ou celle qui ont contribué de près ou de Loin à l'accomplissement de ce travail. Et à tous les étudiants de la promotion 2020/2021.



M'HAND ET ALI

DEDICACE

C'est un grand plaisir de dédier ce modeste travail :

A ma petite famille « Ma mère, Mon père, Mes sœurs

Mon frère, ma cousine ... »

A ma grande mère « Allah Yarhamha »

qui ont cru à moi et en mes capacités

A tous Mes amis : Lyes, Khaled, Chaima, Latif, Kamel.

Et toute la promotion « Structures2021 ».

A mon binôme « M'HAND » & sa famille.



ALI

DEDICACE

C'est un grand plaisir de dédier ce modeste travail :

A mes parents sur tout ma mère FATIMA et mon père HANAFI qui ont toujours cru en moi soutenue et encouragé durant tout ma vie.

A mon frère MENAD et ma sœur FAZIA

A toute ma petite famille

A mon binôme ALI et sa famille.

*A tous mes amis de faculté LATIF, YUCEF,
ABEDELLEAH et mon copain de chambre ILYES*

Et a tous mes amis du lycée CILIA, SOUHILA, AGHILES

Et toute la promotion 2021.



M'HAND

المقدمة

تهدف هذه المذكرة إلى دراسة بناية مكونة من تسعة طوابق + طابق ارضي ذات طابع سكني. يتواجد هذا المشروع في بلدية درارية (ولاية الجزائر العاصمة) و المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة الثالثة) حسب النظام الجزائري المضاد للزلازل .

بنية العمارة مكونة من إطارات بالإضافة إلى عناصر التدعيم الخرسانية المسلحة.

تم تصميم وتحليل البنية باستخدام برنامج *SAP2000 v14* .

تم حساب أبعاد العناصر لمقاطع العناصر المكونة للبنية وفقا للقواعد و المعايير المعمول بها والمتمثلة في *BAEL91* و *CBA93* و *RPA99 ver2003* , *Modifié99* .

تمّ تسليح الروافد و الأعمدة باستعمال برنامج *SOCOTEC* .

Résumé

Le présent mémoire consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation à 09 niveaux (RDC + 9étages+S/sol) implanté dans la commune de DRARIA (Wilaya d'Alger) qui est classée en zone sismique III selon le *RPA99 version 2003* .

La structure de cet ouvrage est composée de portiques et de voiles en béton armé.

La modélisation et l'analyse de la structure à été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse *SAP2000 v14* .

Le calcul et la vérification de l'ensemble des éléments à été fait conformément aux règlements *BAEL91 Modifié 99* , *RPA99 ver2003* et le *CBA93* .

Les poteaux et les poutres ont été ferrailés avec le programme *SOCOTEC* .

Abstract

This project consists mainly in the study of structure composed of nine floors of residential character located in DRARIA (Algiers) which is classified in the third seismic area according to *RPA99 modified on 2003* .

The structure of the building composed of gantries and shear walls, in reinforced concrete.

The design and analysis of the structure was made with software *SAP2000 v14* .

The design and verification of the elements was made in accordance with *BAEL91 Modified 99* , *RPA99 ver2003* and *CBA93* .

The Column and beams were scraped with *SOCOTEC* software

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers	8
--	----------

Chapitre II : Pré dimensionnement.

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible	15
Tableau II .2 : Charge permanente du plancher courant (corps creux) ...	16
Tableau II.3 : Charge permanente du balcon	16
Tableau II.4 : Charges permanentes du mur double cloison	17
Tableau II.5 : Dégression de la surcharge selon le DTR B.C.2.2	22
Tableau II.6 : Choix des sections de poteau central	28
Tableau II.7 : Choix des sections de poteau de rive	32
Tableau II.8 : Choix des sections du poteau d'angle	35
Tableau II.9 : Choix final des sections de poteaux	36

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.1 : Evaluation des charges sur les escaliers	49
Tableau III.2 : Charges à ELU et ELS	50
Tableau III.3 : Ferrailage d'escalier	52
Tableau III.4 : Vérification à l'E.L.S	54
Tableau III.5 : Vérification de la flèche de l'escalier	56
Tableau III.6 : Les combinaisons des charges à ELU et ELS	58
Tableau III.7 : Ferrailage du Balcon	60
Tableau III.8 : Vérification des contraintes.....	62
Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)	65
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)	66

Tableau III.11: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et sur appuis	66
Tableau III.12 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis	68
Tableau III.13 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	83
Tableau III.14 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis	84
Tableau III.15 : Vérification à l'ELS	86
Tableau III.16 : Calcul de la flèche	88
<u>Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.</u>	
Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A	99
Tableau IV.2 : Facteur Valeurs de pénalités « P_q »	101
Tableau IV.3 : Démentions des éléments verticaux du modèle initial ...	104
Tableau IV.4 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	105
Tableau IV.5: Récapitulatif des calculs du modèle initial.....	105
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements latéraux inters étage du modèle initial.....	106
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du modèle initial.....	107
Tableau IV.8 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du modèle 1 ($R=5$).....	108
Tableau IV.9 : Récapitulatif des calculs du modèle 1.....	108
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements latéraux inters étage du modèle 1.....	109
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du modèle 1.....	110

Tableau IV.12 : Dimensions des éléments verticaux du modèle final.....	112
Tableau IV.13 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale	112
Tableau IV.14 : Récapitulatif des calculs du modèle final.....	113
Tableau IV.15: Vérification des déplacements latéraux inters étage du modèle finale.....	113
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du modèle finale.....	114
Tableau IV.17 : Calcul de θ_x et θ_y	115

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants.

Tableau V.1 : Tableau des Contraintes	118
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max} , M^{corr})...	121
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{min} , M^{corr})...	121
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max} , N^{corr})...	122
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})	122
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr})	123
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr})	123
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})	124
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr})	124
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr})	125
Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux	125

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux	127
Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux	127
Tableau V.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux	128
Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	129
Tableau V.16 : Espacements maximaux selon RPA99	132
Tableau V.17 : Choix finale des armatures transversales	132
Tableau V.18 : Tableau des Contraintes	135
Tableau V.19 : Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Durable)	137
Tableau V.20 : Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle)	137
Tableau V.21 : Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle)	137
Tableau V.22 : Ferrailage des Poutres 30x35 (Situation Durable)	138
Tableau V.23 : Ferrailage des Poutres 30x35 (Situation Accidentelle)	138
Tableau V.24 : Ferrailage des Poutres 30x35 (Situation Accidentelle)	138
Tableau V.25 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x40	139
Tableau V.26 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x35	139
Tableau V.27 : Vérification de la Condition de Non Fragilité	140
Tableau V.28 : Vérification des poutres principales à l'ELS	141
Tableau V.29 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS	141
Tableau V.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement	142
Tableau V.31 : Choix finale des armatures transversales	143
Tableau V.32 : Vérification de la flèche	144
Tableau V.33 : Aciers transversaux.....	149
Tableau V.34 : calcule des armateurs longitudinaux du voile niveau 1	156
Tableau V.35 : calcule des armateurs longitudinaux du voile niveau 2	157
Tableau V.36 : calcule des armateurs longitudinaux du voile niveau 3	158
Tableau V.37 : calcule des armateurs longitudinaux du voile niveau4	159
Tableau V.38 : calcule des armateurs longitudinaux du voile niveau 5	160

Tableau V.39 : calcule des armateurs longitudinaux du voile niveau 6	161
Tableau V.40 : Calcul des armatures horizontal du voile 1 niveau 1 ...	162
Tableau V.41 : Calcul des armatures horizontal du voile 1 niveau 2	163
Tableau V.42 : Calcul des armatures horizontal du voile 1 niveau 3	164
Tableau V.43 : Calcul des armatures horizontal du voile 1 niveau 4	165
Tableau V.44 : Calcul des armatures horizontal du voile 1 niveau 5	166
Tableau V.45 : Calcul des armatures horizontal du voile 1 niveau 6	167

Chapitre VI : Etudes des fondations.

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes	173
Tableau VI.2 : Efforts normaux appliqués sur le radier	175
Tableau VI.3 : caractéristiques géométriques	178
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELU	181
Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS	181
Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELU	183
Tableau VI.7 : Calcul des moments à l'ELS	183
Tableau VI.8 : Ferrailage des Panneaux du Radier	184
Tableau VI.9 : . Choix des Armatures	185
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes.....	185
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS.....	185
Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures	186
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes a L'ELS.....	187
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes(correction)	187
Tableau VI.15 : Ferrailage du débord.....	189
Tableau VI.16 : Vérification des contraintes du débord.....	190
Tableau VI.17 : Vérification des contraintes du débord(correction)....	190
Tableau VI.18 : Ferrailage du Voile Périphérique	193

Tableau VI.19 : Vérification des Contraintes à l'ELS	195
Tableau VI.20 : Redimensionnement des Armature	195
Tableau VI.21 : Vérification des contraintes (correction).....	195

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU ...	7
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELS	7
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	8

Chapitre II : Prédimensionnement.

Figure II.1 : Planche à corps creux	11
Figure II.2 : Coup vertical du plancher terrasse à corps creux	14
Figure II.3 : Coup vertical du plancher courant (corps creux)	15
Figure II.4 : Constitution du mur extérieur	17
Figure II.5 : Coupe verticale de l'acrotère	18
Figure II.6 : La section d'une poutre	20
Figure II.7 : Schéma de la section réduite de la poutre	25
Figure II.8 : Section du poteau le plus sollicité	26
Figure II.9 : Poteau du rive plus sollicité	29
Figure II.10 : Poteau d'angle plus sollicité	33
Figure II.11 : Coupe d'un voile en élévation	37
Figure II.12 : Coupe des voiles en plans	37

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III.1 : Schéma de l'acrotère	38
Figure III.2 : Diagramme des efforts à L'ELU	39
Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère	41
Figure III.4 : Distance de l'axe neutre	43
Figure III.5 : Disposition des armatures dans l'acrotère	45
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère	46
Figure III.7 : Dimensions de l'escalier	47

Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier	48
Figure III.9 : Schéma statique de l'escalier charger	50
Figure III.10 : Ferrailage de l'escalier	56
Figure III.11 : Schéma statique de balcon	58
Figure III.12 : Diagramme de moment fléchissant à ELU	59
Figure III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU	59
Figure III.14 : Diagramme de moment fléchissant à ELS	59
Figure III.15 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS	60
Figure III.16 : Ferrailage des balcons	63
Figure III.17 : Dalle machine	69
Figure III.18 : Ferrailage de la dalle machine	69
Figure III.19 : Corps creux	70
Figure III.20 : Coupe verticale du plancher en corps creux	71
Figure III.21 : Dimensions de la poutrelle	71
Figure III.22 : Les étaitements	77
Figure III.23 : Représentation schématique de la dalle en corps creux avec dimensions	77
Figure III.24 : Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis	90
Figure III.25 : Disposition constructive des armatures de la table de Compression	92

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

Figure IV.1 : Spectre de réponse	99
Figure IV.2 : Modèle initial	103
Figure IV.3 : Disposition des voiles de modèle initial	104
Figure IV.4 : Disposition des voiles de modèle 1 (R=5).....	107
Figure IV.5 : Modèle finale	111
Figure IV.6 :: Disposition des voiles de modèle finale	111

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants.

Figure V.1 : Zone Nodale	119
Figure V.2 : Schémas de ferrailage des poteaux	133
Figure V.3 : Représentation schématique de poutre en travée et sur appui (30×45)	136
Figure V.4 : Représentation des poutres	136
Figure V.5. : Disposition constructive des armatures des poutres principales en travées et sur appuis	145
Figure V.6. : Disposition constructive des armatures des poutres secondaires en travées appuis et sur appuis	146
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voile	151
Figure V.8 : Disposition des voiles	152
Figure V.9 : Voile 1 de RDC.....	168
Figure V.10 : Voile 1 de 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	168
Figure V.11 : Voile 1 de 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	168
Figure V.12 : Voile 1 de 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	168
Figure V.13 : Voile 1 de 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	169
Figure V.14 : Voile 1 de 9 ^{ème} étage	169
<u>Chapitre VI : étude de fondation</u>	
Figure VI.1 : Schéma statique du bâtiment.....	179
Figure VI.2 : Contraintes sous le radier	180
Figure VI.3 : Schéma statique du débord	189
Figure VI.4 : Diagramme des Moments	189
Figure VI.5 : Ferrailage De Nervure	191
Figure VI.6 : : Ferrailage De La Dalle Du Radier	191
Figure VI.7 : ferrailage de radier coupe	192
Figure VI.8 : schéma de ferrailage du voile périphérique.....	196

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section de béton.
 ϕ : Diamètre des armatures.
 φ : Angle de frottement.
 Q : Charge d'exploitation.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 τ : Contrainte tangentielle.
 β : Coefficient de pondération.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 σ_m : Contrainte moyenne.
 G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
 V_0 : Effort tranchant a la base.
 $E.L.U$: Etat limite ultime.
 $E.L.S$: Etat limite service.
 N_{ser} : Effort normal service.
 N_u : Effort normal ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Effort tranchant, Période.
 S_t : Espacement.
 λ : Elancement.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 W : Poids total de la structure.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.

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

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

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

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

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

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

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier..

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

K : Coefficient de raideur de sol.

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

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

Malheureusement, ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, à ce moment-là que le rôle d'un ingénieur civil se manifeste en surface comme un métier qui assure la bonne conception vis-à-vis de ces menaces dans le but ultime de préserver de vies humaines.

En Algérie la menace potentielle c'est le séisme, notamment le nord du pays qui se trouve au bord d'une faille sismique très active.

Dans le cadre d'obtention un Master en génie civil, nous avons procédé au calcul du projet présenté ci-après, ce projet est implanté dans la Wilaya d'Alger (commune de DRARIA), classée par le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003) comme une région de forte sismicité (zone III).

Ce projet est consiste d'un bâtiment de RDC + 09étage+S/Sol.

Le mémoire est composé de six chapitres :

Le premier chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et la présentation des caractéristiques des matériaux utilisés.

L'objectif du deuxième chapitre est l'évaluation des charges et surcharges selon le DTR B .C.2.2 et le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) qui est une étape préliminaire avant d'entamer l'étude dynamique.

Le but du troisième chapitre est l'étude des éléments non structuraux. (L'acrotère, les poutrelles, les escaliers).

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP2000 V14

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations nous calculons le ferrailage de ces éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera l'objectif du cinquième chapitre.

Le sixième chapitre consiste à dimensionner et ferrailer les éléments de l'infra structure.

I.1. Introduction

Le projet étudié, est un bâtiment de R+09+S/Sol à usage d'habitations implanté à DRRARIA DANS la wilaya d'ALGER qui est classée comme zone sismique III.... [2]

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé [1], [2], [4].

I.2. Présentation de l'ouvrage**I.2.1. A propos de notre ouvrage**

Le projet que nous traitons concerne l'étude d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et 09 étages et S/sol

- Un rez-de-chaussée surmonté de 09 étages à usage d'habitation et 1 S/Sol pour parking.
- Le bâtiment présente une irrégularité en plan.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2).
- Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.2.2. Caractéristiques géométriques de la structure :**a. Dimension en plan**

- Largeur totale de bâtiment $L_{larg} = 26,2 m$
- Longueur totale de bâtiment $L_{long} = 26,2 m$

b. Dimensions en élévation

- Hauteur de RDC = 3,06m
- Hauteur d'étage courant = 3,06 m
- Hauteur totale de bâtiment = 30,6 m
- Hauterr de S/Sol = 2,95 m

I.2.3. Système structural :**a. Ossature :**

La stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et horizontales est assurée par une structure résistante constituée des portiques et des voiles en béton armé suivant les deux sens.

D'après (RPA99 v 2003) le système de « contreventement du bâtiment est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

b. Les Planchers

Notre projet compte deux types de plancher :

- Plancher de corps-creux.
- Dalle pleine.

c. Les escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Un seul type d'escalier a été utilisé :

- Escalier à deux volets.

d. Maçonnerie

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

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

e. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

f. Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et de 10cm d'épaisseur.

g. Gaine d'ascenseurs

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, l'installation d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

h. Garde – corps

C'est un élément non structural utilisé pour assurer la sécurité des habitants, les balcons sont entourés par des garde- corps en brique avec des raidisseurs.

I.3. Définition des matériaux**I.3.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

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 [1] et à la réglementation en vigueur en Algérie.

a. Ciment

Le CEM II a 42,5 est le liant le plus couramment utilisé actuellement.

b. Béton

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

c. Granulats

- Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm
- Graviers de dimension ($3 \leq D_g \leq 25$) mm

d. Eau de gâchage

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

I.3.2. Résistance du béton

Le choix de la qualité du béton, doit répondre aux conditions suivantes :

- Le béton doit être plutôt ductile, ce qui conduit à ne choisir que des bétons à résistance élevée.
- Pour éviter que des désordres ou des endommagements ne se produisent trop facilement, il est recommandé de ne pas utiliser des bétons de trop faible résistance (≥ 20 MPA).
- Les formes de coffrages et les dispositions du ferrailage seront conçues de façon à faciliter la mise en place du béton, particulièrement dans les nœuds d'ossature et les éléments verticaux.

Donc, on choisira de préférence un béton de bonne qualité, facile à mettre en œuvre, sans chercher de performances exceptionnelles.

En exécution, il conviendra de veiller à respecter la constance des propriétés du béton.

a. Résistance à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} :

$$j < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$$

$$j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \gg 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPA. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

b. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (Mpa)}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$ MPA.

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

c. Déformation longitudinale du béton

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

➤ **Déformation instantanée**

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 du béton E_{ij} est égal à : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPA) D'où : $E_{i28} = 32164,20$ MPA.

➤ **Déformation différée**

Les déformations différées tiennent compte de retrait et du fluage, à défaut de mesures, on admet que sous contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPA).

D'où : $E_{v28} = 10818,86$ MPA

d. La masse volumique du béton armé

$\rho = 2500$ kg/m³

e. Coefficient de Poisson

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

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

- $\gamma = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de services.
- $\gamma = 0$ Dans le cas des états limites ultimes.

f. Les contraintes limites de calcul➤ **États Limites Ultime (ELU) :**

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

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

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

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

Avec :

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

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

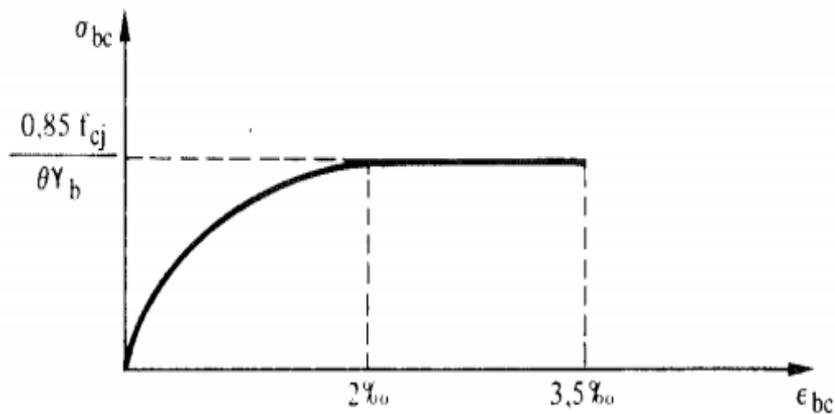


Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

➤ **États Limites de Service (ELS)**

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

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

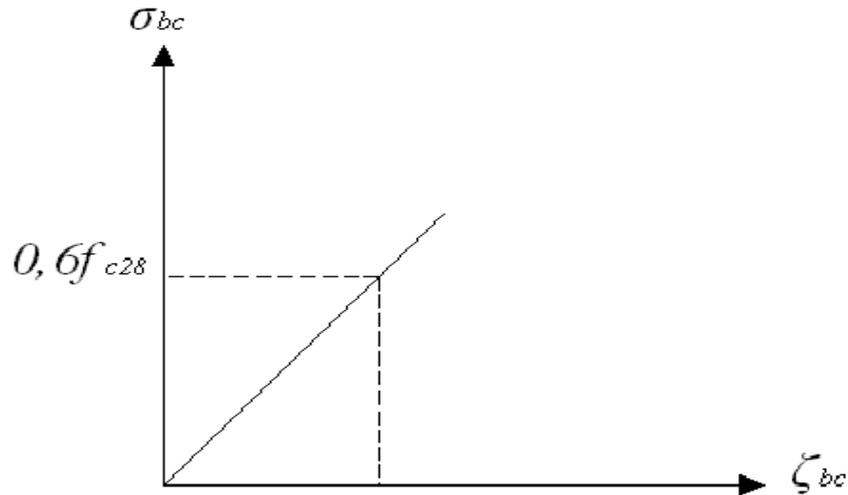


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

I.3.3. 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 dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers.

<i>Type</i>	<i>Désignation</i>	<i>Limite élastique (Mpa)</i>	<i>Allongement</i>	<i>Contrainte de Rupture (Mpa)</i>
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

b. Contrainte limite de l'acier

➤ **État Limite Ultime (ELU) :**

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

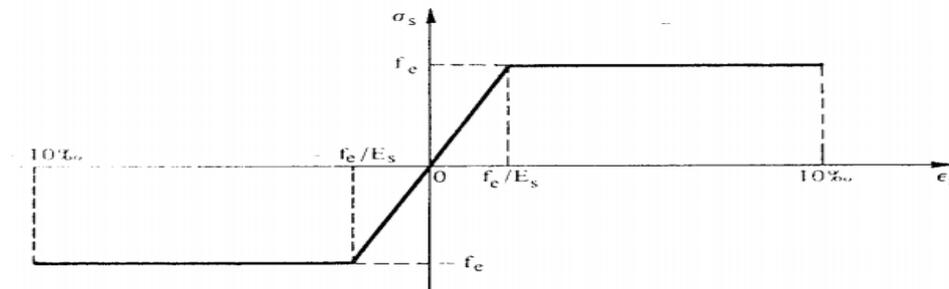


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

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 : $E_s = 2.10^5$ MPa.

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \Delta L/L$

➤ **État Limite Service (ELS) :**

- Fissuration peu préjudiciable : (aucune limitation des contraintes dans les aciers).
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (2/3 F_e ; 110 (\eta F_{tj})^{1/2})$ (Mpa).
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min (2/3 F_e ; 110 (\eta F_{tj})^{1/2})$ (Mpa).

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$\eta = 1,0$ Acier rond lisse.

$\eta = 1,6$ Acier à haute adhérence.

I.4. Hypothèses de Calcul

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

a. État Limite Ultime (ELU)

Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).

1. Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
2. Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
3. Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de compression simple.
4. L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
5. La contrainte de calcul notée " σ_s " et qui est définie par la relation est $\frac{f_e}{\sigma_s}$ égale à haute adhérence

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

6. Allongement de rupture : $\zeta_s = 10 \%$.

b. 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.

Caractéristiques du sol d'assise

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue par les investigations géotechniques est de 2,0 bars.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure en fonction des différentes charges agissantes sur cette dernière, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

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 «**BAEL 91 modifié 99** » et le «**RPA99 version 2003** » et le «**CBA93** », recommandant ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

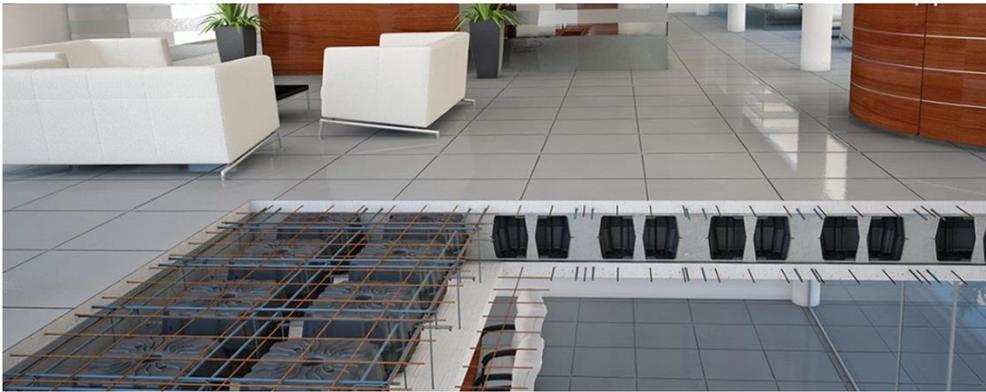


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique et thermique.

Pour le bâtiment étudié on a un seul type de plancher : Plancher à corps creux.

II.2.1. Plancher corps creux (étage courant)

Ce plancher est constitué par poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous ». Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place.

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

$$\frac{l}{25} \leq e \leq \frac{l}{20} \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

e : Epaisseur du plancher « dalle de compression + corps creux ».

L : La portée libre maximale de la poutre (dans le sens secondaire).

$$L_{\max} = 4,2m \Rightarrow 16,80 \text{ cm} \leq e \leq 21,00 \text{ cm}$$

➤ On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = d + e = 20 \text{ cm.}$$

$$d = 16 \text{ cm (hauteur du corps creux).}$$

$$e = 04 \text{ cm (épaisseur de la dalle de compression)}$$

a. Condition de résistance au feu

- e=7 cm Pour une heure de coupe-feu.
- e=11 cm Pour deux heures de coupe-feu.
- e=17,5 cm Pour quatre heures de coupe-feu.

➤ On adopte pour : **e =15 cm.**

b. Isolation phonique

Selon les règles « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

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

c. Résistance à la flexion

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis (plancher dalle pleine) :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_{\max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30}$ [5]
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{40}$... [5]

Avec :

$$L = \min [L_{\max} (\text{sens } x); L_{\max} (\text{sens } y)].$$

II.2.2. Plancher à dalle pleine

a. Dalle pleine (balcon)

La dalle repose sur 2 cotés

L (la portée libre) = 195 cm

$$\frac{195}{35} < e < \frac{195}{30} \rightarrow 5.57\text{cm} < e < 6.50 \text{ cm}$$

➤ On adopte pour : **e =15 cm.**

b. Dalle pleine (escalier)

Ly= 340 cm

La dalle repose sur 3 cotés

$$\frac{340}{50} < e < \frac{340}{40} \rightarrow 6,8 \text{ cm} < e < 8,5 \text{ cm}$$

➤ On adopte pour : **e =15 cm.**

c. Plancher à dalle pleine de la cage d'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur reposant sur trois (ou 4 appuis) appuis.

$$\text{Donc } \frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} .$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

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

lx = 2,60 m

La dalle reposant sur quatre appuis, on aura donc : $5,2 \leq e \leq 6,5$ (cm).

La Fiche technique de l'ascenseur préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25$ cm.

➤ On adopte : **e=25 cm.**

• **Conclusion**

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 20$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm (16+4).
- Pour les planchers à dalles pleines (balcons et escalier) nous adopterons une épaisseur de 15cm et de 25cm pour la dalle d'ascenseur.

II.3. Evaluation des charges et surcharges [3]

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 :

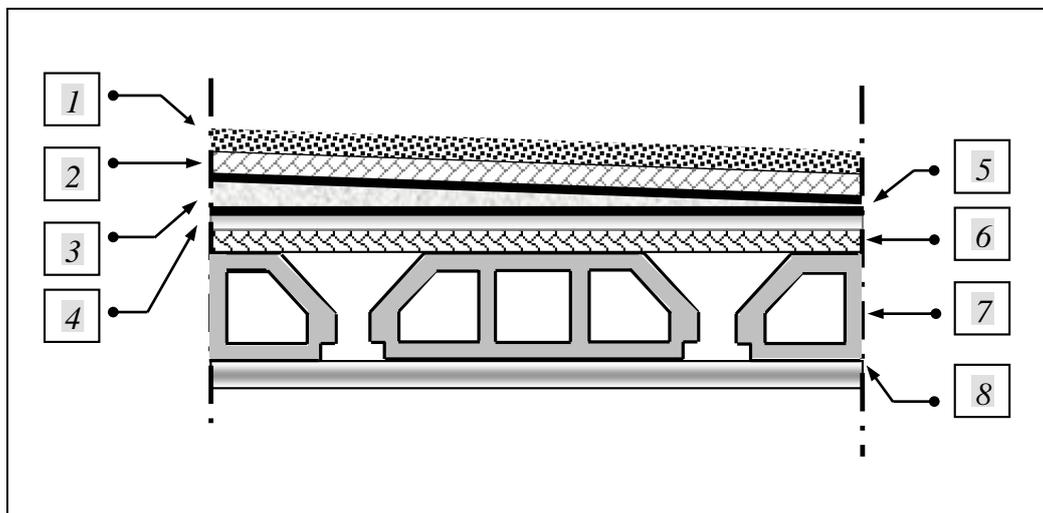


Figure II.2: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,12	22	2,64
4	Polyane	-	-	0,01
5	Papier kraft	-	-	0,05
6	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
7	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,85
8	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,88

b. Surcharge d'exploitation

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

II.3.2. Plancher étage courant :

a. Charges permanentes

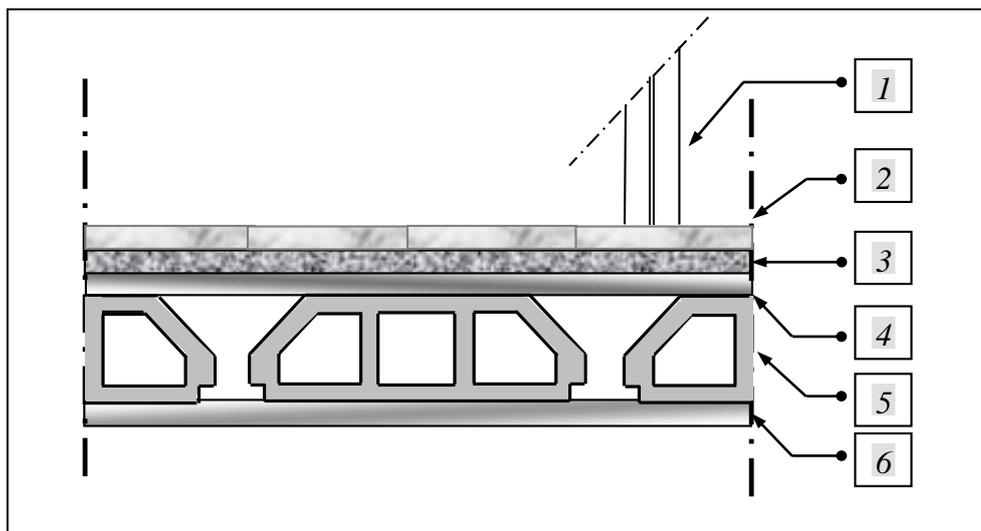


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant (corps creux).

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant (corps creux)

<i>N°</i>	<i>Composants</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
1	Cloisons de distribution	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,85
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				5,39

b. Surcharge d'exploitation

$Q=1,50kN/m^2$ (Etage habitation)

II.3.3. Balcon :**a. Charges permanentes****Tableau II.3** : Charge permanente du balcon

<i>N°</i>	<i>Composants</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (kN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
Charge permanente G				5,13

b. Surcharge d'exploitation

$Q=3,50kN/m^2$ (Balcon).

II.3.4. Maçonnerie :

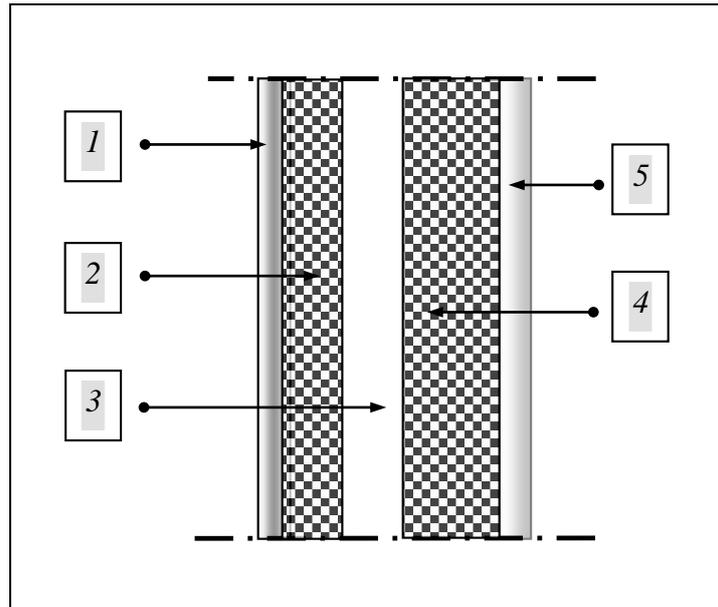


Figure II.4 : constitution du mur extérieur.

Tableau II.4: Charges permanentes du mur double cloison

<i>N°</i>	<i>Composants</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Ame d'air	0,05	-	0
4	Brique creuse	0,15	9	1,35
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				2,81

II.3.5. Acrotère :

a. Charges permanentes :

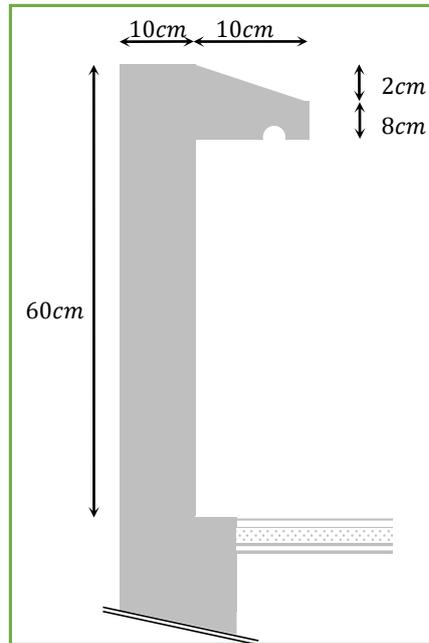


Figure II.5 : coupe verticale de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de : $G = \rho \times S$

- S : la surface transversale totale de l'acrotère
- ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids propre de l'acrotère: $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement : $G_2 = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 0,02 = 0,392 \text{ kN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 2,117 \text{ kN/ml}$$

$$G = 2,117 \text{ kN/ml}$$

b. Surcharge d'exploitation

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

II.4. Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le “**BAEL 91 modifié 99**” [1]
- 2- vérification selon “**RPA 99 version 2003**” [2].

❖ Selon les règles BAEL 91 :..... [1]

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : portée libre maximale de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

❖ Vérification selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III :[2]

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

II.4.1. Les poutres principales

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

❖ Calcul selon « BAEL91 modifié 99 » : [1]

On a $L= 4,2\text{m}$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

D’où : $28 \leq h \leq 42$ on prend **$h= 40 \text{ cm}$**

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

D'où : $12 \leq b \leq 28$ on prend **b = 30 cm**

❖ Vérification selon le RPA 99(ver2003) pour la zone III : [2]

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4$ Condition vérifiée

II.4.2. Les poutres secondaires

❖ Selon les règles « BAEL 91 modifié 99 » : [1]

On a $L=4,20\text{m}$

$$\text{Donc : } \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

D'où : $28 \leq h \leq 42 \text{ cm}$ on prend **h =35 cm**

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

D'où : $10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$ on prend **b = 30cm**

❖ Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III : [2]

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$ vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,1666 \leq 4$ vérifiée.

➤ Conclusion

Les dimensions finales des poutres sont :

- Les poutres principales : **(b × h) = (30 × 40) cm².**
- Les poutres secondaires : **(b × h) = (30 × 35) cm².**

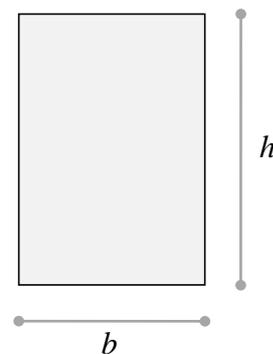


Figure II.6 : la section d'une poutre.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

II.5.1. Principe

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.5.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

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

II.5.3. Loi de dégression

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charges, on appliquera la loi dégression des charges d'exploitations.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le plancher terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitation respective des planchers des étages. 1, 2, 3, ...n numérotés à partir du sommet du bâtiment [3].

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivante :

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étage (Étage 1) $Q_0+ Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur :
 - (Étage 2)..... $Q_0+ 0,95 (Q_1+ Q_2)$
 - (Étage 3)..... $Q_0+ 0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$
 - (Étage 4)..... $Q_0+ 0,85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$
 -
 - (Étage n)..... $Q_0+ \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3+ \dots Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Les surcharges d'exploitation sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Dégression de la surcharge selon le **DTR B.C.2.2**..... [3].

Niveau des planchers	Q_i (kN/m^2)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m^2)
<i>NT</i>	Q_0	1	Q_0	1
<i>N 1</i>	Q_1	1,5	$Q_0+ Q_1$	2,5
<i>N 2</i>	Q_2	1,5	$Q_0+0,95(Q_1+ Q_2)$	3,85
<i>N 3</i>	Q_3	1,5	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
<i>N 4</i>	Q_4	1,5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
<i>N 5</i>	Q_5	1,5	$Q_0+0,80(Q_1+\dots+Q_5)$	7
<i>N 6</i>	Q_6	1,5	$Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_6)$	7,75
<i>N 7</i>	Q_7	1,5	$Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	8,497
<i>N 8</i>	Q_8	1,5	$Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	9,28
<i>RDC</i>	Q_{RDC}	1,5	$Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	10,04
<i>S/SOL</i>	$Q_{S/SOL}$	1,5	$Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	10,75

II.5.4. Pré dimensionnement

$$N_u \geq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots \text{Art (B-8-4-1) [1]}$$

Avec :

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

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

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 $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$) \longrightarrow Situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) \longrightarrow Situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$B_r = (a-0,02)(b-0,02)$] m².

❖ Selon le «BAEL 91 modifié 99» : [1]

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

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

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 : [1]

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u \dots\dots\dots (1)$$

❖ Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » : [2]

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

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

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- h_e : hauteur d'étage.

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

❖ Vérification à l'ELS :

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

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

Avec :

- N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$),
- 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 (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

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

D'où

$$B \geq \frac{N_{ser}}{0,69 f_{c28}} \rightarrow B \geq 0,579 N_{ser} (\text{cm}^2)$$

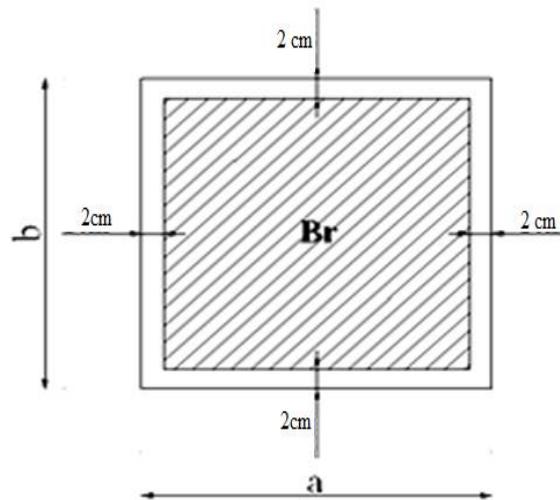


Figure II.7 : Schéma de la Section réduite du poteau.

II.5.5. Calcul de la décente de charge

- **Poteau central**

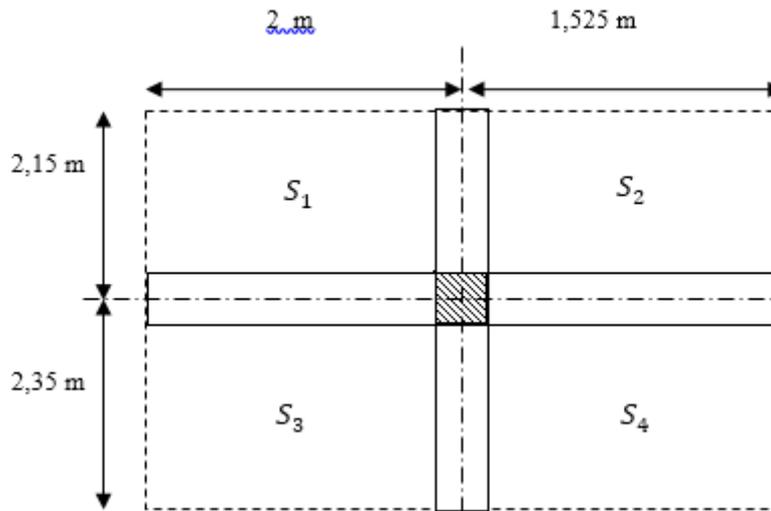


Figure II.8 : Section du poteau le plus sollicité.

➤ La surface du plancher supportée par le poteau central : 15,86 m².

a. Calcul des charges permanentes (G) et des surcharges d’exploitations (Q)

Poids revenant au 9^{ème} niveau

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,88 \times 15,86 = 109,134 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,43 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,2 \times (0,40 \times 0,30) \times 25 = 12,60 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,2 \times (0,35 \times 0,30) \times 25 = 11,025 \text{ kN}$
- G = 139,19 kN**

$G_9 = G = 139,19 \text{ kN}$

$Q_9 = 15,86 \times 1 = 15,86 \text{ kN}$

Poids revenant au 8^{ème} niveau

- Poids du plancher courant $G \times S = (5,39 \times 15,86) = 85,49 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,43 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,2 \times (0,40 \times 0,30) \times 25 = 12,60 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,2 \times (0,35 \times 0,30) \times 25 = 11,025 \text{ kN}$
- G = 115,54 kN**

$$G_8=G+G_9=254,73 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 15,86 \times 2,5 = 39,65 \text{ kN}$$

Poids revenant au 7^{ème} niveau

$$G_7=G+G_8=370,27 \text{ kN}$$

$$Q_7= 15,86 \times 3,85=61,06 \text{ KN}$$

Poids revenant au 6^{ème} niveau

$$G_6=G+G_7=485,81 \text{ kN}$$

$$Q_6=15,86 \times 5,05= 80,093 \text{ KN}$$

Poids revenant au 5^{ème} niveau

$$G_5=G+G_6=601,35 \text{ kN}$$

$$Q_5=15,86 \times 6,10=96,75 \text{ KN}$$

Poids revenant au 4^{ème} niveau

$$G_4=G+G_5=716,89 \text{ kN}$$

$$Q_4=15,86 \times 7 =111,02 \text{ KN}$$

Poids revenant au 3^{ème} niveau

$$G_3=G+G_4=832,43 \text{ KN}$$

$$Q_3=15,86 \times 7,75 =122,915 \text{ KN}$$

Poids revenant au 2^{ème} niveau

$$G_2=G+G_3=947,97 \text{ kN}$$

$$Q_2=15,86 \times 8,497=134,76 \text{ KN}$$

Poids revenant au 1^{ème} niveau

$$G_1=G+G_2=1063,51 \text{ KN}$$

$$Q_1=15,86 \times 9,28=147,18 \text{ KN}$$

Poids revenant au RDC

$$G_{RDC}=G+G_1=1179,05\text{kN}$$

$$Q_{RDC}=15,86 \times 10,04=159,23\text{KN}$$

Poids revenant au S/SOL

- Poids du plancher courant $G \times S = (5,39 \times 15,86) = 85,49\text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (2,95 - 0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,18\text{kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,2 \times (0,40 \times 0,30) \times 25 = 12,60\text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,2 \times (0,35 \times 0,30) \times 25 = 11,025\text{kN}$
- G=115,29KN**

$$G_{S/SOL}=G+G_{RDC}= 1294,34\text{kN}$$

$$Q_{S/SOL} = 15,86 \times 10,75 = 170,50\text{KN}$$

b. Choix des sections des poteaux et vérifications à l'ELS

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau II.6 : choix des sections de poteau central

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	N_{ser} (KN)	Br calculé (cm^2)	$a=b$ (cm)	RPA (cm^2)	choix	B choisit (cm^2)	$0.579 \times N_{se}$ b (cm^2)	Obs
Niveau 9	139,19	15,86	211,70	155,1	139,7	13,81	30*30	30*30	900	89,774	OK
Niveau 8	254,73	39,65	403,36	294,4	266,2	18,31	30*30	30*30	900	170,446	OK
Niveau 7	370,27	61,06	591,45	431,3	390,4	21,76	30*30	30*30	900	249,74	OK
Niveau 6	485,81	80,093	775,98	565,9	512,2	24,63	30*30	30*30	900	327,658	OK
Niveau 5	601,35	96,75	956,95	698,1	631,6	27,13	30*30	30*30	900	404,2	OK
Niveau 4	716,89	111,02	1134,33	827,9	748,7	29,36	30*30	30*30	900	479,36	OK
Niveau 3	832,43	122,92	1308,16	955,4	863,4	31,38	30*30	35*35	1225	553,148	OK
Niveau 2	947,97	134,76	1481,90	1082,7	978,1	33,27	30*30	35*35	1225	626,901	OK
Niveau 1	1063,51	147,18	1656,51	1210,7	1093,3	35,07	30*30	40*40	1600	700,99	OK
RDC	1179,05	159,23	1830,56	1338,3	1208,2	36,76	30*30	45*45	1600	774,864	OK
S/SOL	1294,34	170,50	2003,11	1464,8	1322,1	38,36	30*30	55*55	2500	848,142	OK

• **Exemple de calcul**

Calcul du poteau du 9^{ème} étage :

Pour le 9^{ème} étage on a : $N_{G9}=139,19\text{KN}$ et $N_{Q9}=15,86\text{KN}$

- $N_{u9}=1,35 N_{G9}+1,5 N_{Q9}=211,70\text{KN}$

$Br \geq 0,66N_u \rightarrow Br \geq 139,7\text{cm}^2$

$Br = (a-0,02)(b-0,02)$ On a : $a=b$

Donc: $Br = (a-0,02)^2 = 13,81\text{cm}$

$a=b=13,81\text{cm}$

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

- $N_{ser9}=N_{G9}+N_{Q9}=155,1\text{KN}$

2.Poteau de rive

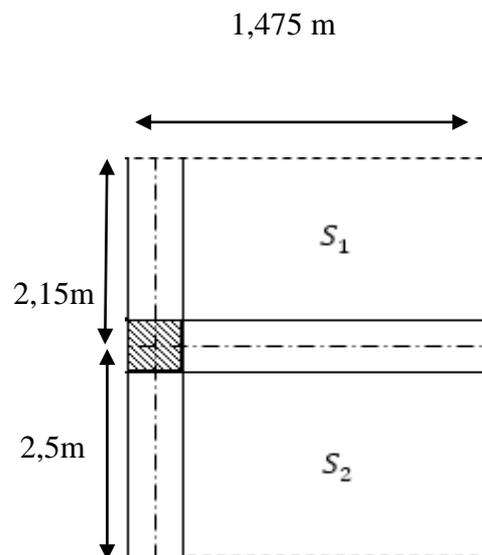


Figure II.9 : poteau de rive plus sollicité.

➤ La surface du plancher supportée par le poteau de rive : $6,86\text{m}^2$.

a. Calcul des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitations (Q)

Poids revenant au 9^{ème} niveau

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,88 \times 6,86 = 47,20 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,43 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,2 \times (0,40 \times 0,30) \times 25 = 12,6 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,2 \times (0,35 \times 0,30) \times 25 = 11,025 \text{ kN}$
 - Poids de l'acrotère $L_{ps} \times G = 4,70 \times 2,117 = 9,95 \text{ kN}$
- G = 87,21 kN**

$G_9 = G = 87,21 \text{ kN}$

$Q_9 = 6,86 \times 1 = 6,86 \text{ kN}$

Poids revenant au 8^{ème} niveau

- Poids du plancher courant $G \times S = (5,39 \times 6,86) = 36,98 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,43 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,2 \times (0,40 \times 0,30) \times 25 = 12,6 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,20 \times (0,35 \times 0,30) \times 25 = 11,025 \text{ kN}$
 - Poids de mur $L_p \times h \times G = 4,2 \times 2,61 \times 2,81 = 30,80 \text{ kN}$
- G = 97,83 kN**

$G_8 = G + G_9 = 185,04 \text{ kN}$

$Q_8 = 6,86 \times 2,5 = 17,15 \text{ kN}$

Poids revenant au 7^{ème} niveau :

$G_7 = G + G_8 = 282,87 \text{ kN}$

$Q_7 = 6,86 \times 3,85 = 26,41 \text{ kN}$

Poids revenant au 6^{ème} niveau :

$G_6 = G + G_7 = 380,7 \text{ kN}$

$Q_6 = 6,86 \times 5,05 = 34,64 \text{ kN}$

Poids revenant au 5^{ème} niveau :

$G_5 = G + G_6 = 478,53 \text{ kN}$

$Q_5 = 6,86 \times 6,1 = 41,85 \text{ kN}$

Poids revenant au 4^{ème} niveau

$$G_4 = G + G_5 = 576,36 \text{ kN}$$

$$Q_4 = 6,86 \times 7 = 48,02 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3^{ème} niveau

$$G_3 = G + G_4 = 674,19 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 6,86 \times 7,75 = 53,17 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2^{ème} niveau

$$G_2 = G + G_3 = 772,02 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 6,86 \times 8,497 = 58,29 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1^{ème} niveau

$$G_1 = G + G_2 = 869,85 \text{ kN}$$

$$Q_1 = 6,86 \times 9,28 = 63,66 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC

$$G_{\text{RDC}} = G + G_1 = 967,68 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 6,86 \times 10,04 = 68,88 \text{ kN}$$

Poids revenant au S/SOL

$$G_{\text{S/SOL}} = G + G_{\text{RDC}} = 1065,51 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{S/SOL}} = 6,86 \times 10,75 = 73,75 \text{ kN}$$

b. Choix des sections des poteaux et vérifications à l'ELS

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau II.7 : choix des sections des poteaux de rive.

<i>Niveaux</i>	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	N_{ser} (KN)	Br calculé (cm ²)	$a=b$ (cm)	RPA (cm ²)	<i>choix</i>	B choisit (cm ²)	$0.579 \times N_{se}$ (cm ²)	<i>Obs</i>
<i>Niveau 9</i>	87,21	6,86	128,02	94,07	84,50	11,19	30*30	30*30	900	54,47	OK
<i>Niveau 8</i>	185,04	17,15	275,53	202,19	181,85	15,49	30*30	30*30	900	117,07	OK
<i>Niveau 7</i>	282,87	26,41	421,49	309,28	278,18	18,69	30*30	30*30	900	179,07	OK
<i>Niveau 6</i>	380,7	34,64	565,90	415,34	373,50	21,33	30*30	30*30	900	240,48	OK
<i>Niveau 5</i>	478,53	41,85	708,80	520,38	467,81	23,63	30*30	30*30	900	301,30	OK
<i>Niveau 4</i>	576,36	48,02	850,12	624,38	561,08	25,69	30*30	30*30	900	361,52	OK
<i>Niveau 3</i>	674,19	53,17	989,92	727,36	653,35	27,56	30*30	30*30	1225	421,14	OK
<i>Niveau 2</i>	772,02	58,29	1129,66	830,31	745,58	29,31	30*30	30*30	1225	480,75	OK
<i>Niveau 1</i>	869,85	63,66	1269,79	933,51	838,06	30,95	30*30	35*35	1225	540,50	OK
<i>RDC</i>	967,68	68,88	1045,18	1036,56	689,81	28,26	30*30	35*35	1600	600,16	OK
<i>S/SOL</i>	1065,51	73,75	1549,06	1139,26	1022,38	34	30*30	35*35	1600	659,63	OK

3. Poteau d'angle :

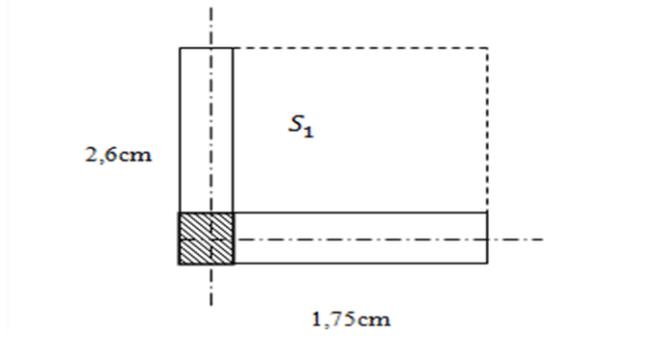


Figure II.10 : Poteau d'angle plus sollicité.

➤ La surface du plancher supportée par ce poteau : 4,55m².

a. Calcul des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitations (Q) :

Poids revenant au 9^{ème} niveau

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,88 \times 4,55 = 31,30 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,43 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,6 \times (0,40 \times 0,30) \times 25 = 7,8 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 1,75 \times (0,35 \times 0,30) \times 25 = 4,6 \text{ kN}$
 - Poids de l'acrotère $L_{ps} \times G = 4,35 \times 2,117 = 9,21 \text{ kN}$
- G = 59,34 kN**

$G_9 = G = 59,34 \text{ kN}$

$Q_9 = 4,55 \times 1 = 4,55 \text{ kN}$

Poids revenant au 8^{ème} niveau

- Poids du plancher courant $G \times S = (5,39 \times 4,55) = 24,29 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,43 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,6 \times (0,40 \times 0,30) \times 25 = 7,8 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 1,75 \times (0,35 \times 0,30) \times 25 = 4,6 \text{ kN}$
 - Poids de mur $L_p \times h \times G = 4,35 \times 2,61 \times 2,81 = 31,9 \text{ kN}$
- G = 75,02 kN**

$G_8 = G + G_9 = 134,36 \text{ kN}$

$Q_8 = 4,55 \times 2,5 = 11,37 \text{ kN}$

Poids revenant au 7^{ème} niveau

$$G_7 = G + G_8 = 209,38 \text{ kN}$$

$$Q_7 = 4,55 \times 3,85 = 17,51 \text{ KN}$$

Poids revenant au 6^{ème} niveau

$$G_6 = G + G_7 = 284,4 \text{ kN}$$

$$Q_6 = 4,55 \times 5,05 = 22,97 \text{ KN}$$

Poids revenant au 5^{ème} niveau

$$G_5 = G + G_6 = 359,42 \text{ kN}$$

$$Q_5 = 4,55 \times 6,1 = 27,75 \text{ KN}$$

Poids revenant au 4^{ème} niveau

$$G_4 = G + G_5 = 434,44 \text{ kN}$$

$$Q_4 = 4,55 \times 7 = 31,85 \text{ KN}$$

Poids revenant au 3^{ème} niveau

$$G_3 = G + G_4 = 509,46 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 4,55 \times 7,75 = 35,26 \text{ KN}$$

Poids revenant au 2^{ème} niveau

$$G_2 = G + G_3 = 584,48 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 4,55 \times 8,497 = 38,66 \text{ KN}$$

Poids revenant au 1^{er} niveau

$$G_1 = G + G_2 = 659,5 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 4,55 \times 9,28 = 42,22 \text{ KN}$$

Poids revenant au RDC

$$G_{RDC}=G+G_1=734,52\text{KN}$$

$$Q_{RDC}=4,55 \times 10,04=45,68\text{KN}$$

Poids revenant au S/SOL

$$G_{S/SOL}=G+G_{RDC}=809,54\text{KN}$$

$$Q_{S/SOL}=4,55 \times 10,75=48,91\text{KN}$$

b. Choix des sections des poteaux et vérifications à l'ELS

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau II.8 : Choix des sections du poteau d'angle.

<i>Niveaux</i>	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	N_{ser} (KN)	<i>Br calculé</i> (cm ²)	<i>a=b</i> (cm)	<i>RPA</i> (cm ²)	<i>choix</i>	<i>B</i> <i>choisit</i> (cm ²)	$0,579 \times N_{se}$ (cm ²)	<i>Obs</i>
<i>Niveau 9</i>	59,34	4,55	86,93	63,89	57,37	9,57	30*30	30*30	900	36,99	OK
<i>Niveau 8</i>	134,36	11,37	198,44	145,73	130,97	13,44	30*30	30*30	900	84,37	OK
<i>Niveau 7</i>	209,38	17,51	308,92	226,9	203,88	16,27	30*30	30*30	900	131,37	OK
<i>Niveau 6</i>	284,4	22,97	418,4	307,37	276,14	18,61	30*30	30*30	900	163,11	OK
<i>Niveau 5</i>	359,42	27,75	526,42	387,17	347,43	20,63	30*30	30*30	900	224,17	OK
<i>Niveau 4</i>	434,44	31,85	634,27	466,29	418,61	22,45	30*30	30*30	900	269,81	OK
<i>Niveau 3</i>	509,46	35,26	740,66	544,72	488,83	24,10	30*30	30*30	900	315,4	OK
<i>Niveau 2</i>	584,48	38,66	847,04	623,14	559,05	25,64	30*30	30*30	900	360,79	OK
<i>Niveau 1</i>	659,5	42,22	953,65	701,72	629,4	27,08	30*30	30*30	900	406,29	OK
<i>RDC</i>	734,52	45,68	1060,12	780,2	699,67	28,45	30*30	30*30	900	451,73	OK
<i>S/SOL</i>	809,54	48,91	1166,24	858,45	769,71	29,74	30*30	30*30	1225	497,04	OK

➤ Conclusion

Tableau II.9 : choix final des sections de poteaux

<i>Niveau</i>	<i>CHOIX FINAL</i>
<i>9^{ème} étage</i>	30x30
<i>8^{ème} étage</i>	30x30
<i>7^{ème} étage</i>	30x30
<i>6^{ème} étage</i>	35x35
<i>5^{ème} étage</i>	35x35
<i>4^{ème} étage</i>	35x35
<i>3^{ème} étage</i>	40x40
<i>2^{ème} étage</i>	40x40
<i>1^{er} étage</i>	45x45
<i>RDC</i>	50x50
<i>S/Sol</i>	55x55

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**) les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** : [2]

« Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile. Et **a** : épaisseur du voile.

D'après l'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**) :

« L'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme présenté sur la figure II.11 et 12.

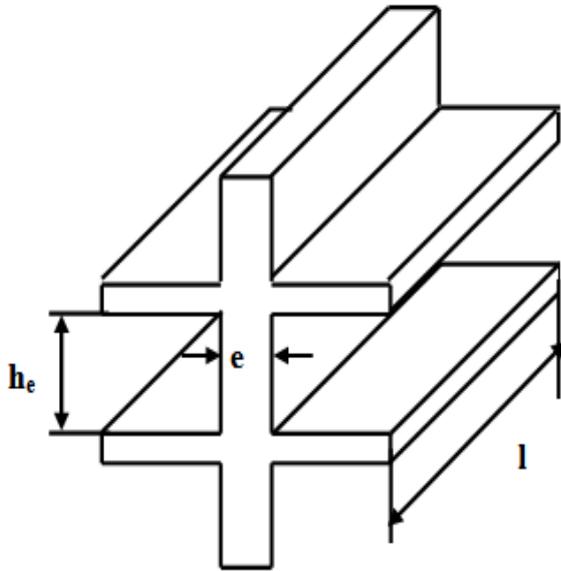


Figure II.11 : Coupe d'un voile en élévation.

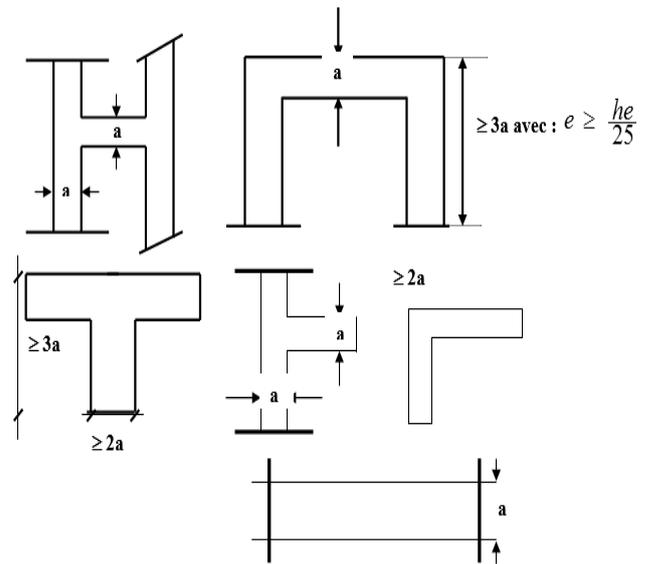


Figure II.12 : Coupe des voiles en plans.

Selon RPA99 /V2003..... [2].

$$a \geq \max \left\{ h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20 \right\}$$

- Pour le S/SOL : $h_{s/SOL} = (2,95 - 0,45) = 2,5m$.

$$a \geq \max \left\{ 10cm; 11,37cm; 12,5cm \right\} \Rightarrow a \geq 12,5cm.$$

- Pour l'RDC et l'étage courant : $h_e = (3,06 - 0,45) = 2,61m$.

$$a \geq \max \left\{ 10,4cm; 11,8cm; 13,05cm \right\} \Rightarrow a \geq 13,05cm.$$

➤ **Conclusion**

On adopte **a = 20cm**

III.1. Introduction

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, 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" [1] en respectant le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003" [2].

III.2. Acrotère

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

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 $e=10cm$

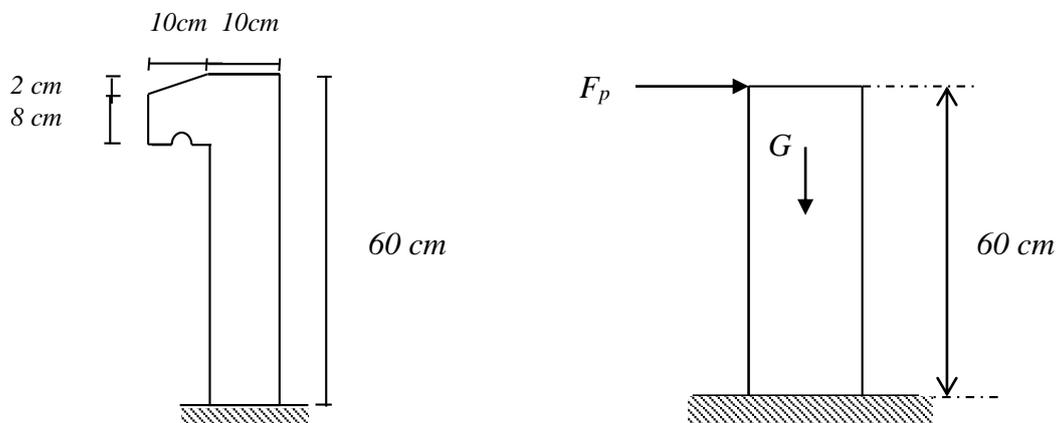


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.

II.2.2. Evaluation des charges

a. Charge d'exploitation

$$Q=1,00 \text{ KN/ml}$$

b. Charge permanente

On considère une bande de 1 m de largeur. Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :

$$G = \rho \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

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

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

D'où :

Le poids propre de l'acrotère: $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement : $G_2 = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 0,02 = 0,392 \text{ kN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 2,117 \text{ kN/ml}$$

➤ **$G=2,117 \text{ kN/ml}$**

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure.

Si $F_p > 1,5 Q$: on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures :

On a:

$$F_p = 4AC_p W_p \dots\dots\dots \text{ « RPA99 version 2003 » [2].}$$

Avec :

- F_p : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$
- C_p : facteur des forces horizontales ($C_p = 0,8$) élément console
- W_p : poids de l'acrotère $W_p = 2,117 \text{ KN}$.

Alors :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117 = 1,69 \text{ kN}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,69 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,69 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G=2,117 \text{ kN/ml}$ et $Q=1,69 \text{ kN /ml}$

III.2.3. Calcul des efforts

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

- État limite ultime :
 - ➔ $N_u = 1,35.G = 2,858 \text{ KN}$
 - ➔ $M_u = 1,5. F_p.h = 1,521 \text{ KN.m}$
 - ➔ $T_u = 1,5.F_p = 2,53 \text{ KN}$
- État limite de service :
 - ➔ $N_{ser} = G = 2,117 \text{ KN}$
 - ➔ $M_{ser} = F_p.h = 1,014 \text{ KN.m}$
 - ➔ $T_{ser} = F_p = 1,69 \text{ KN}$

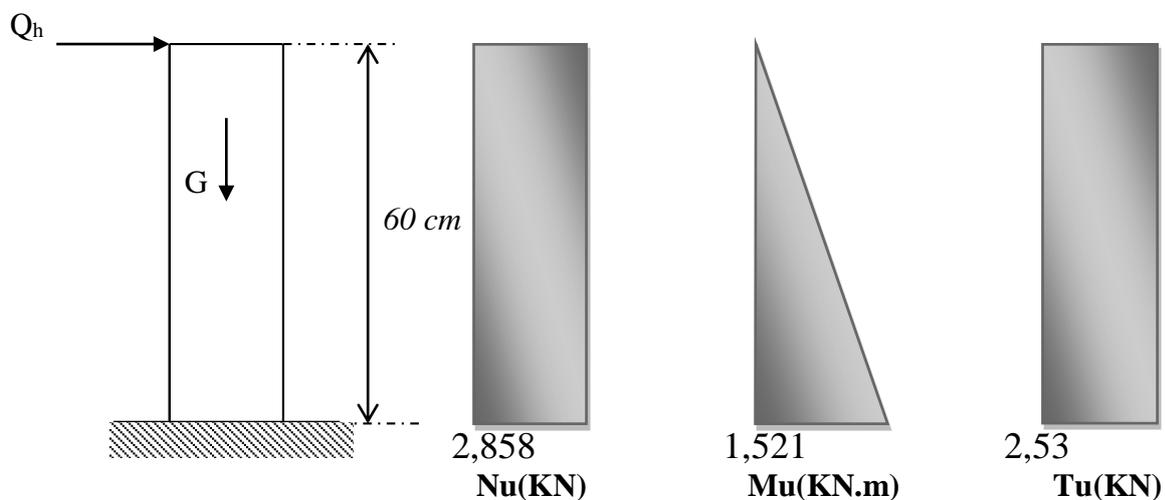


Figure III.2 : Diagrammes des efforts à L'ELU.

III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée, le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa} , M_u = 1,521 \text{ kN.m} , N_u = 2,858 \text{ kN}$$

$$f_{BC} = 14,16 \text{ MPa} , c = c' = 2 \text{ cm} ; F_e = 400 \text{ MPa}.$$

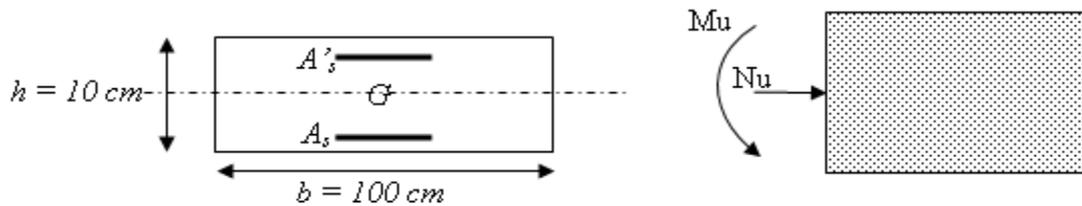


Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère.

a. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,521}{2,858} \times 10^2 = 53,22 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC).}$$

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 .

b. Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,6 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0176$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,022$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 7,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0176 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10 \% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 57,98 \text{ mm}^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 49,76 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,49 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

c. Condition de non fragilité

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 8 \times (2,1/400) = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max (A_2 ; A_{\text{min}}) = 0,96 \text{ cm}^2$$

La section choisie est 6T8 avec $A_s = 3,02 \text{ cm}^2$ avec un espacement $s_r = \frac{100}{6-1} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

d. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T6=2,01 cm² avec un espacement $s_r = \frac{60}{4-1} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

III.2.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 » [1].

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

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

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=10-2=8\text{cm}$$

$$A_s^{\text{min}} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,96 \text{ cm}^2 \} = 0,96 \text{ cm}^2$$

III.2.6. Vérification à L'E.L. S

La fissuration est considérée comme très préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,48 \text{ m}$$

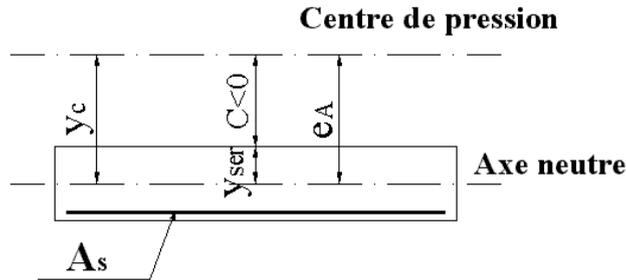


Figure III.4 : distance de l'axe neutre.

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 ($C=d-e_A$)

Avec : $e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 50,9 \text{ cm} \Rightarrow C = -42,9 \text{ cm} \quad (C < 0)$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » [1].

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 :

$$n = 15 ; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5512,05 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 157852,1 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = 1,067 \cdot 10^8$$

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

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,72$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,62 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 46,32 \text{ cm}$$

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

La solution qui convient est : $y_c = 46,32 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 46,32 - 42,9 = 3,42 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,42 \text{ cm} \\ y_c = 46,32 \text{ cm} \end{cases}$$

a. Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 1902,46 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

b. Vérification des contraintes

1. Contrainte du béton

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117 \cdot 10^3 \times 46,32 \times 10}{1902,46 \cdot 10^4} \right) \times 34,2 = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

2. Contraintes de l'acier

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 35,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 10,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.7. Vérification De L'effort Tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,53 \cdot 10^3}{80 \times 1000} = 0,031 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.8. Schéma de Ferrailage d'acrotère

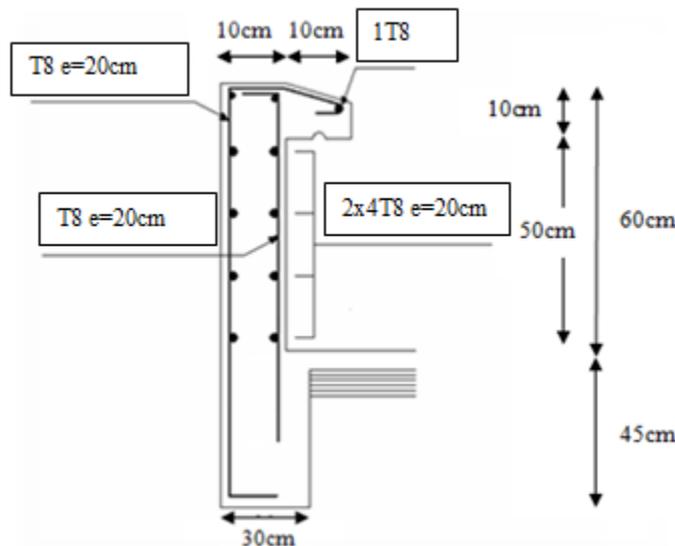


Figure III.5 : Disposition des armatures dans l'acrotère.

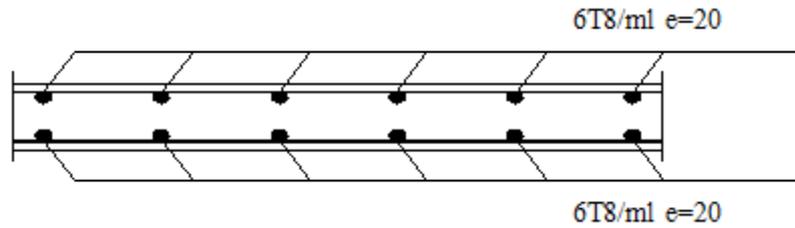


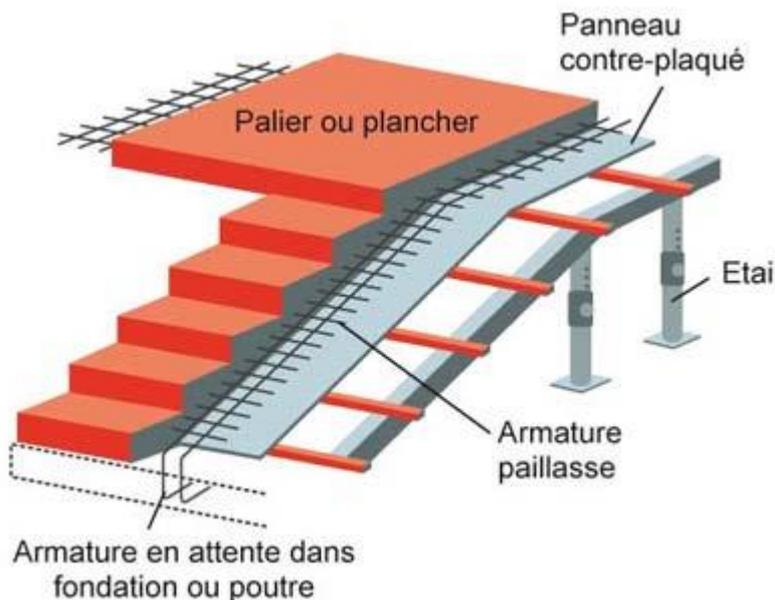
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.

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 bâtiment comporte un seul type d'escalier (escalier à 2 volées avec un palier de repos).



III.3.2. Définition des éléments d'un escalier

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).

- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

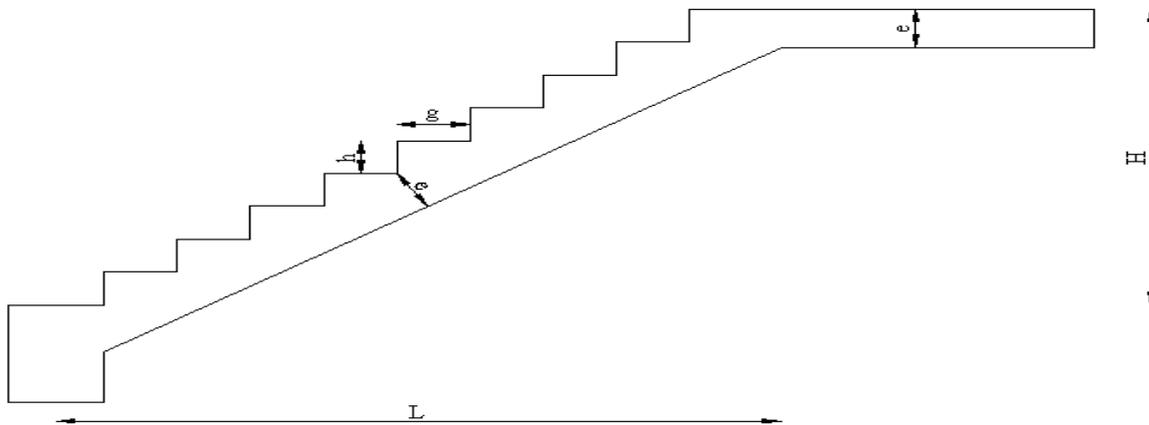


Figure III.7 : Dimensions de l'escalier.

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

➤ *Schéma statique de l'escalier*

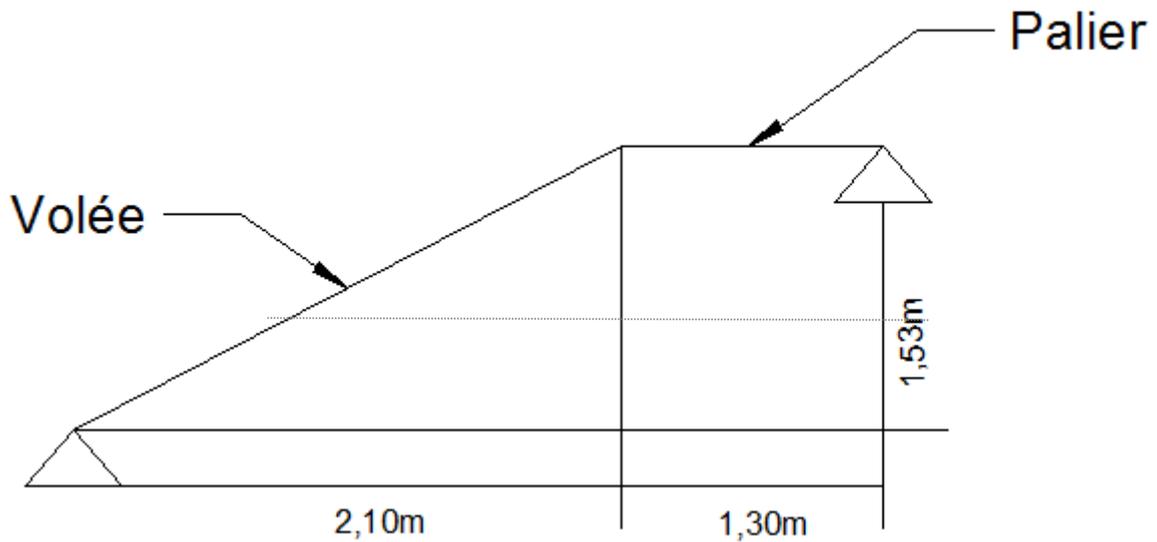


Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier.

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

Les valeurs de H et L :

H=153cm; L=210cm

$$64n^2 - n[64 + (2 \times 153) + 210] + (2 \times 153) = 0$$

$$\implies 64n^2 - 580n + 306 = 0$$

Solution :

$n_1 = 0,56$refusée.

$n_2 = 9$

Donc on prend :

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

Alors :

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

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

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Vérifiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paille

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{Avec :}$$

l : La longueur du palier et de la paille.

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,20 = \sqrt{(2,10)^2 + (1,53)^2} + 1,30 = 3,90 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 13 \leq e \leq 19,5$$

On prend donc l'épaisseur $e=15 \text{ cm}$

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

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

c. Angle d'inclinaison de la paille

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,55^\circ$$

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1 : Evaluation des charges sur les escaliers

<i>Désignation des éléments</i>	<i>palier (KN/m²)</i>	<i>paillasse (KN/m²)</i>
<i>Poids de la dalle</i>	25*0,15= 3,75	25*0,16/cos(29,55)=4,31
<i>Poids des marches</i>	0,00	25*0,17/2=2,13
<i>Mortier de pose vertical</i>	0,00	20*0,02*0,17/0,3=0,23
<i>Mortier de pose horizontal</i>	20*0,02=0,4	20*0,02=0,40
<i>Carrelage de pose horizontal</i>	22*0,02=0,44	22*0,02=0,44
<i>Carrelage vertical</i>	0,00	22*0,02*0,17/0,3=0,25
<i>Garde corps</i>	0,00	0,60
<i>Enduit en plâtre</i>	0,2	0,2
SOMME	4,79	8,56

$$G_{\text{palier}} = 4,79 \text{ KN / m}^2 ; G_{\text{paillasses}} = 8,56 \text{ KN / m}^2 ; Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ KN / m}^2$$

III.3.4. Combinaison des charges

à l'*E.L.U* : $P_{ul} = 1,35 G + 1,5 Q$

à l'*E.L.S* : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.2 : Charges à ELU et ELS

<i>Combinaison</i>	<i>La volée (KN / m²)</i>	<i>Le palier (KN / m²)</i>
<i>ELU</i>	15,30	10,21
<i>ELS</i>	11,06	7,29

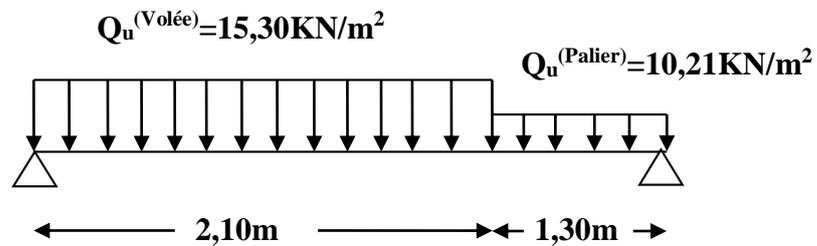


Figure III.9 : Schéma statique de l'escalier chargé.

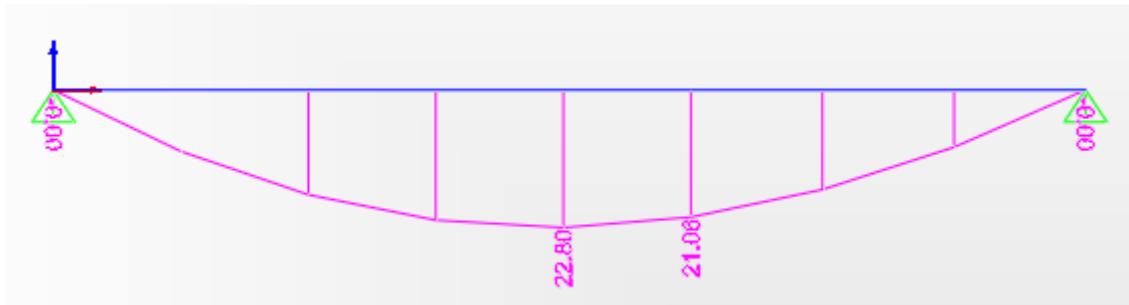
III.3.5. Diagramme des efforts interne

On a utilisé le logicielle SAP 2000 pour confirmées les résultats.

- *Moment fléchissant*
- *E.L.U* :

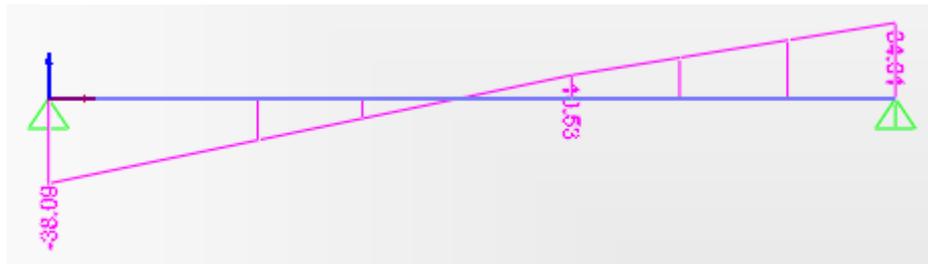


- *E.L.S :*

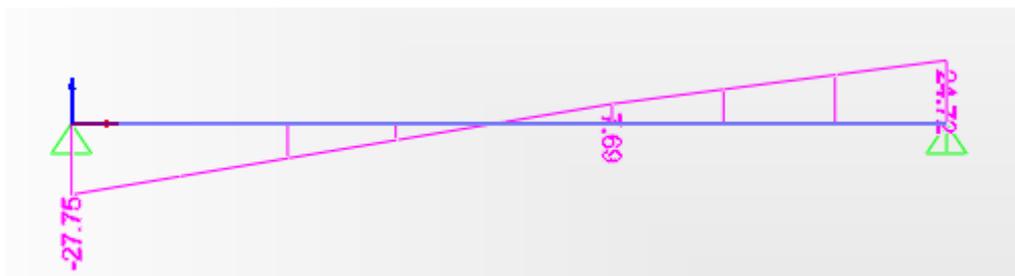


• *L'effort tranchant*

E.L.U :



E.L.S :



➤ **Remarque**

A fin de tenir compte les encastremets et les semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

❖ **En appui**

$$M = 31,33 \times -0,3 = -9,40KN.m$$

❖ **En travée**

$$M = 31,33 \times 0,85 = 26,63KN.m$$

III.3.6. Ferrailage d'escalier

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=15cm

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13,5\text{cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_c=400\text{MPa}$$

Tableau III.3 : Ferrailage d'escalier.

	$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	α	$Z(\text{cm})$	A_s^{cal} / ml (cm^2)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm^2)
Travée	26,63	0,103	Oui	0	0,136	12,76	5,99	5T14	7,70
Appui	9,40	0,036	Oui	0	0,046	13,25	2,03	4T12	4,52

a. Espacement

- En travée** : $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

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

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

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

b. Armature de répartition

- En travée** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec $S_t=20\text{cm}$

- Sur appui** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec $S_t=25\text{cm}$

III.3.7. Vérification

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74 \text{ cm}^2$$

▪ **En travée**

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

▪ **Sur appui**

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

b. Effort tranchant

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{38,09 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

• **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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 38,09 \cdot 10^3 - \frac{9,40 \cdot 10^6}{0,9 \times 135} = -39276,26 \text{ .KN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T^{\max}}{bd} = 0,28 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification à l'E.L.S

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

• **Vérification des contraintes du béton**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

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

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4: Vérification à l'E.L.S.

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	19,38	7,70	6,85	15821,66	8,39	Vérifiée
Appui	6,84	4,52	3,65	8199,02	3,075	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93) [4], on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_i}{20 \cdot M_0} \Leftrightarrow \frac{0,15}{3,4} = 0,044 \leq \frac{1}{20} = 0,05 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{12,22}{100 \cdot 135} = 0,00905 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,044 \leq 0,085 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L=3,4m < 5m.$$

f_i : la flèche dues aux charges instantanée.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

- **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{\frac{b h^2}{2} + 15 A_s d}{b h + 15 A_s}$$

- **Moment d'inerte de la section totale homogène I_0**

$$I_0 = \frac{b}{3} [y^3 + (h - y)^3] + 15 A_s (y - d)^2$$

- **Calcul des moments d'inerte fictifs**

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{d} \right)} : \text{Coefficient pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{d} \right)} : \text{Coefficient pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} : \text{Pourcentage des armateurs}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{c28}}$$

- **Contrainte de traction dans l'armateur correspondant au cas de charge étudiée :**

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Vérification de la flèche de l'escalier

$M_{ser} (KNm)$	$A_s (cm^2)$	δ	$\sigma_s (MPa)$	λ_i	λ_v	μ	$I_0 (cm^4)$	$I_{fi} (cm^4)$	$I_{fv} (cm^4)$
19,38	7,70	0,0057	186,44	7,60	3,04	0,87	31979,15	4715,43	9815,03

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1,477 \text{ cm} \\ f_v = 2,109 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,632 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,632 \text{ cm} < \bar{f} = 0,68 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée .}$$

III.3.8. Schéma de ferrailage d'escalier

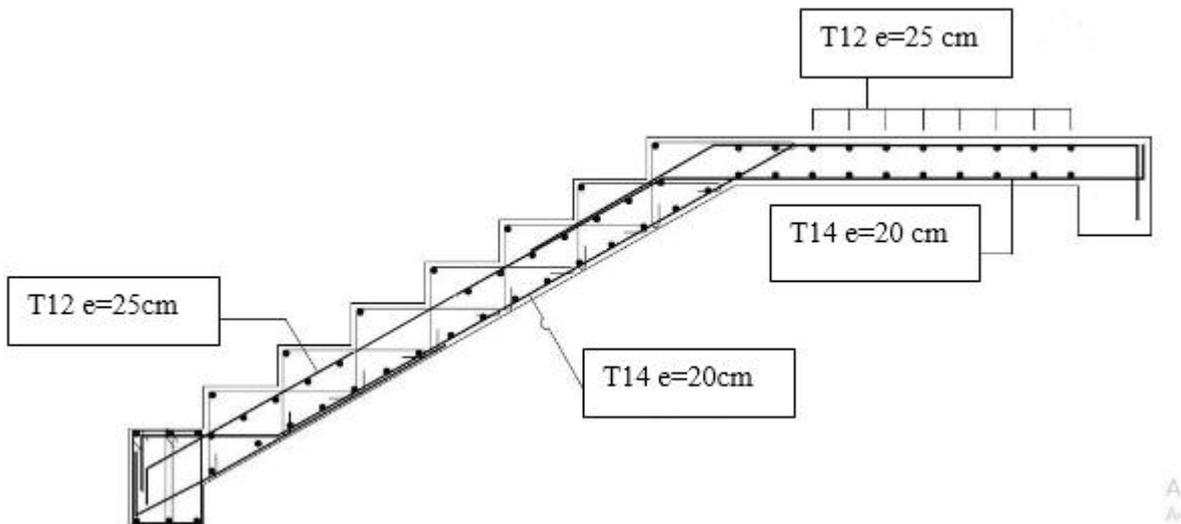


Figure III.10 : Ferrailage de l'escalier.

III.4. Etude des balcons

III.4.1. Introduction

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre (G).
- La surcharge d'exploitation (Q).
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur (F).
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde-corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

Epaisseur du balcon

L (la portée libre) = 195 cm

$$\frac{195}{35} < e < \frac{195}{30}$$

$$5.57\text{cm} < e < 6.50 \text{ cm}$$

On prend : e =15cm

a. Evaluation des charges [3]

- Charge permanente : $G=5,13\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=3,5\text{kN/m}^2$
- Charge concentré : $F=1,62\text{kN/m}^2$

Moment dû à la main courante :

$$M_{mc} = Q' \times H = 1 \times 1 = 1\text{kNm}$$

Avec :

Q' : force du à la min 1kN

H : hauteur de garde-corps 1m

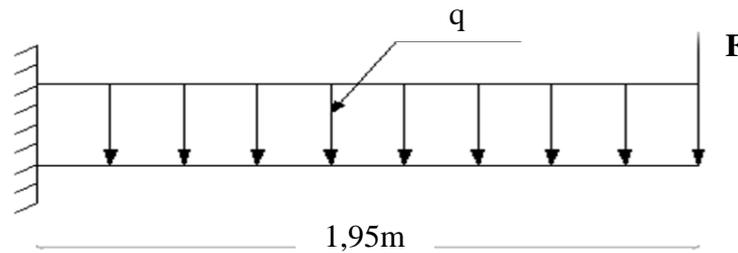


Figure III.11 : Schéma statique du balcon.

a. Combinaison des charges

Tableau III.6 : Les combinaisons des charges à ELU et ELS

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>Q (kN/m)</i>	12,17	8,63
<i>F (kN)</i>	2,19	1,62
<i>Mmc (kNm)</i>	1,5	1

b. Calcul des efforts internes

❖ PAR RDM : $0 \leq x \leq 1,95\text{m}$

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant :** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + Mmc\right)$
- **Effort tranchant :** $T(x) = (qx + F)$

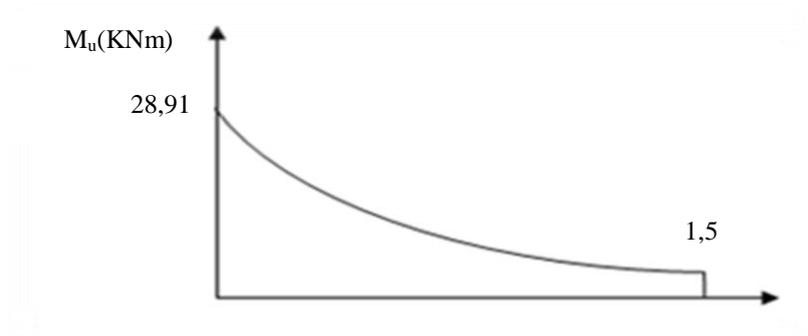


Figure III.12 : Diagramme du moment fléchissant à ELU.

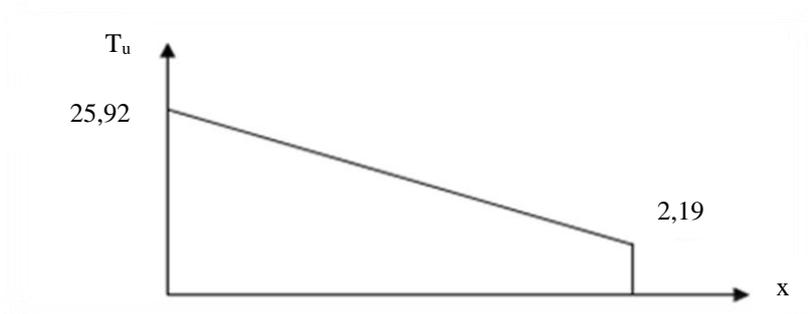


Figure III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU.

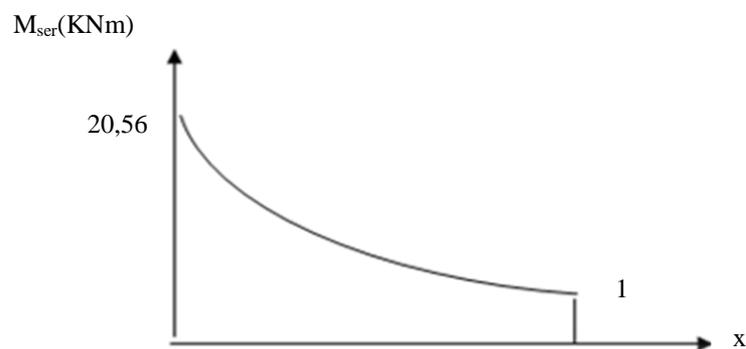


Figure III.14 : Diagramme du moment fléchissant à ELS.

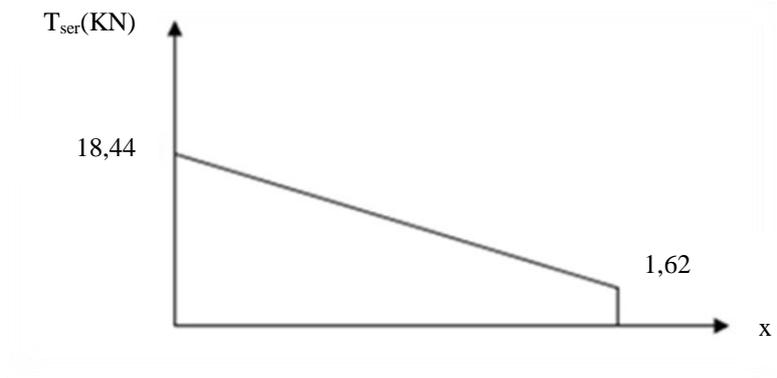


Figure III.15 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS.

III.4.2. Calcul de ferrailage

a. Armatures longitudinales

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 15) cm².

Données : $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa ; $f_{bc} = 14,16$ MPa ; $d = 13,5$ cm ; $f_e = 400$ MPa.

Tableau III.7 : Ferrailage du Balcon.

<i>Mu(kN.m)</i>	μ	$\mu < \mu_R$	<i>As'(cm²)</i>	α	<i>Z(cm)</i>	<i>As(cm²)</i>	<i>le choix</i>	<i>As(cm²)</i>	<i>esp (cm)</i>
14,63	0,056	oui	0	0,073	13,10	3,21	10T10	7,85	20

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie.} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée.} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Espacement vérifié.}$$

b. Armatures de répartition

$$- \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,96 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3,93 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 10T8/ml=5,02cm²

Avec : S_t=20cm.

III.4.3. Vérifications nécessaires [1].

a. Condition de non fragilité

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_c) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/400).$$

$$\Rightarrow A_{s \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

Alors : A_s choisi > A_s min Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant

Vérification de la section de béton :

$$\tau_u^{\text{max}} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{Tu^{\text{max}}}{bd} = \frac{25,92 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,192 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Alors : τ_u^{max} < τ_u Condition vérifiée.

c. Vérification des contraintes vis-à-vis de l'ELS

La fissuration est préjudiciable, il faut que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times F_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} n = 15 \\ n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times F_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ (H.A)}$$

n=15; c'=3cm; d=13,5cm; b=100cm; A's=0

• **Position de l'axe neutre "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

• **Moment d'inertie "I" :**

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Vérification des contraintes

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
10,40	7,85	2,32	vérifié	64,31	vérifié

d. Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,15 > 0,0625$ vérifiée.
2. $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0058 \leq 0,0105$ vérifiée.
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_r}{10 M_0} \Leftrightarrow 0,15 \geq 0,1$vérifiée.

➤ Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.4. Schéma de ferrailage du balcon :

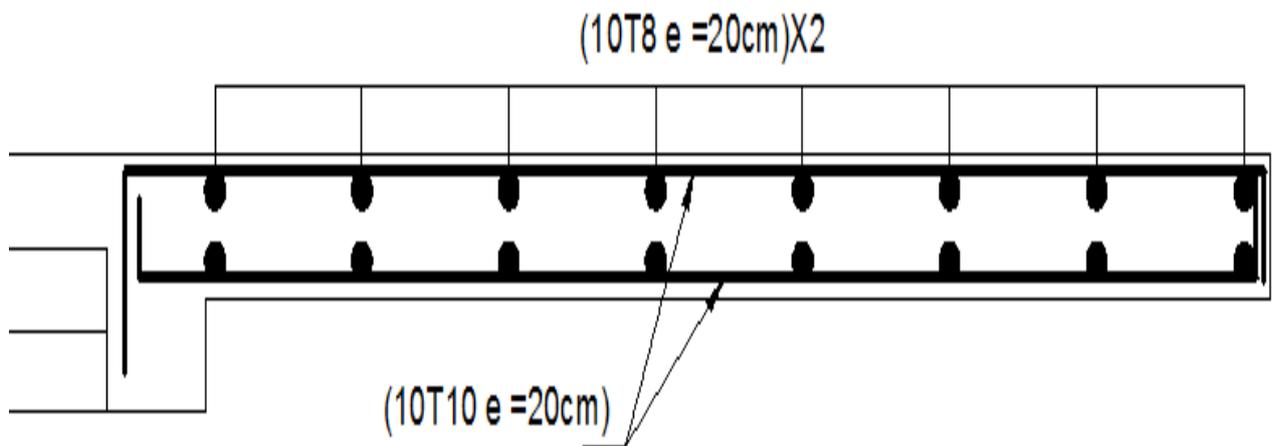


Figure III.16 : ferrailage des balcons.

III.5. Etude de la dalle machine

III.5.1. 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.5.2. Pré dimensionnement

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

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{260}{50} \leq e \leq \frac{260}{40}$$
$$5,2 \text{ cm} \leq e \leq 6,5 \text{ cm}$$

b. Condition de l'E.N.A

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

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

III.5.3. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanentes

Poids de la dalle machine supportée..... $50,00\text{kN/m}^2$

Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25\text{kN/m}^2$

$$\mathbf{G=56,25\text{kN/m}^2}$$

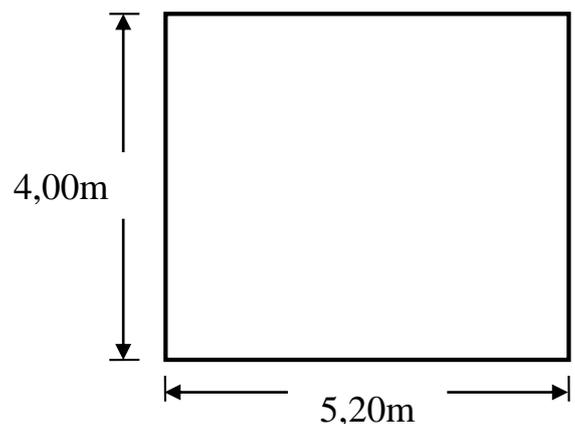
b. Surcharge d'exploitation

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

III.5.4. Combinaison des charges :

$$\mathbf{E.L.U : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438\text{kN/m}^2}$$

$$\mathbf{E.L.S : q_{ser} = G + Q = 57,25\text{kN/m}^2}$$



III.5.5. Calcul des efforts [2]

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

$$\text{Calcul de " } \rho \text{ " : } 0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00 - 0,3}{5,20 - 0,3} = 0,76 < 1$$

La dalle travaille dans les deux sens.

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

$$M_y = \mu_y M_x$$

- **E.L.U :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0608 \Rightarrow M_x = 75,33 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,5274 \Rightarrow M_y = 39,73 \text{ kNm} \end{cases}$$

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

➤ **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 64,03 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 33,77 \text{ kNm}$$

➤ **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 22,60 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 11,92 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 22,60 \text{ kNm}$$

III.5.6. Ferrailage de la dalle :**1. Ferrailage en travée**

Dans le sens "L_x" :

On a : b = 100cm; h = 25cm; d = 0,9h = 22,5cm; c = 2,5cm; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$;
 $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).

$M_{tx}(kNm)$	μ	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
64,03	0,089	0	0,117	21,44	8,58	7T14	10,78

Espacement

$Esp = 17\text{ cm} < \text{Min}(3h; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

→ Dans le sens “ L_y ” : o suppose $\emptyset_y=10\text{mm}$.

On à : $b = 100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = d_x - (0,5\emptyset_x+0,5\emptyset_y) = 22,5 - (0,7+0,5) = 21,3\text{cm}$;
 $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$.

Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

$M_{ty}(kNm)$	μ	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
33,77	0,053	0	0,067	20,72	4,68	8T10	6,28

Espacement

$Esp = 15\text{ cm} < \text{Min}(4h; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

2. Ferrailage sur appuis :

On a : $b = 100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = 22,5\text{cm}$; $c = 2,5\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

$M_a(kNm)$	μ	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
20,60	0,028	0	0,036	22,17	2,69	4T10	3,14

Espacement

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

3. Calcul des armatures transversales

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 122,02 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 103,25 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 122,02 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{122,02 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.5.7. Vérification à L'E.L.S

a. Vérification des contraintes

➤ **Béton :**

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

➤ **Acier :**

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400\text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,76 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

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

$$M_y = \mu_y M_x$$

→ **E.L.S :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0672 \Rightarrow M_x = 61,55 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,6580 \Rightarrow M_y = 40,50 \text{ kNm} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 52,32 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 34,42 \text{ kNm}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max}(0,3M_x; 0,3M_y) = 18,465 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de « y » :

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

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

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

Tableau III.12 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis

		M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	52,32	10,78	8,38	51854,85	8,45	vérifiée	22,95	vérifiée
	(y-y)	34,42	6,28	5,47	29360,23	6,41		29,94	
Appuis		18,46	3,14	4,15	18242,07	4,19		29,71	

b. Vérification de la condition de non fragilité : [1]

H = 25cm; b = 100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 2,24 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec :
$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,76 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x=3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 2,24\text{cm}^2$ vérifiée.
 En travée : $A_x=10,78\text{cm}^2/\text{ml} > 2,24\text{cm}^2$ vérifiée.

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y=3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$ vérifiée.
 En travée : $A_y=6,28\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$ 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
$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,063 > 0,042 \text{ } \text{vérifiée} \\ 0,063 > 0,028 \text{ à } 0,037 \text{ } \text{vérifiée} \\ 3,52 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \text{ } \text{vérifiée} \end{cases}$$

III.5.8. Schéma de ferrailage de la dalle machine :

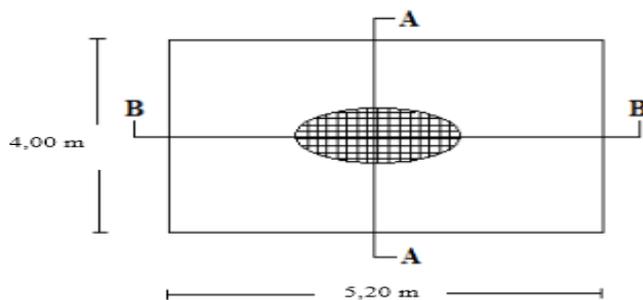


Figure III.17 : Dalle machine

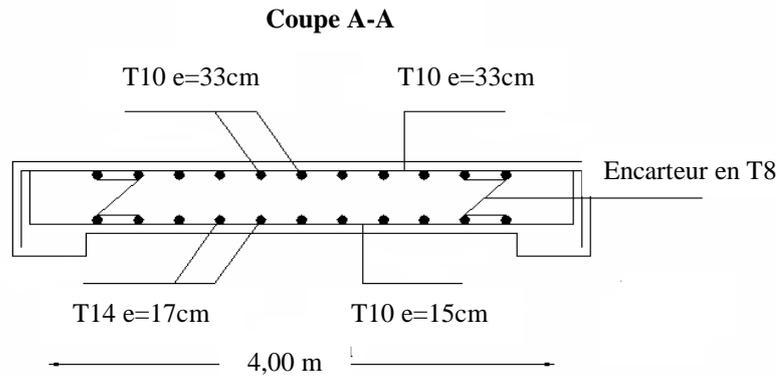


Figure III.18 : Ferrailage de la dalle machine.

III.6. Plancher à corps creux

III.6.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Par définition et par opposition aux planchers en dalle pleine, ces planchers sont dits nervurés lorsqu'en coupe transversale (perpendiculaire au sens de la portée), la section résistante prise en compte dans les calculs se présente comme une succession de section en « T » dont l'hourdis constitue la partie supérieure.

Ces planchers sont constitués de trois éléments :

- Poutrelles préfabriquées.
- Corps creux.
- Hourdis ou table de compression.

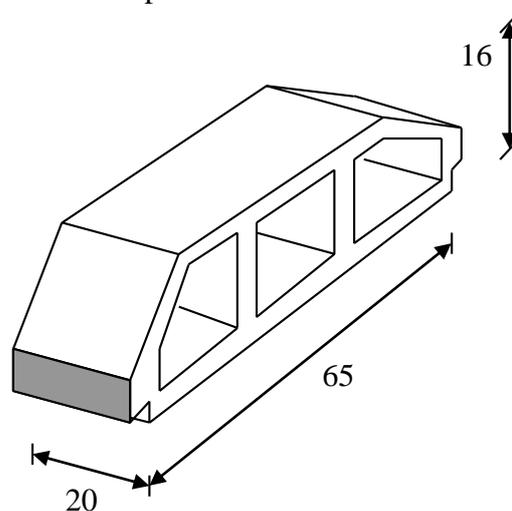


Figure III.19 : Corps Creux.

III.6.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas : $L_{max} = 4,9m$) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Pour notre ouvrage on a trois types de poutrelle :

- Poutrelle à 03 travées.
- Poutrelle a 07 travées.
- Poutrelle à 09 travées

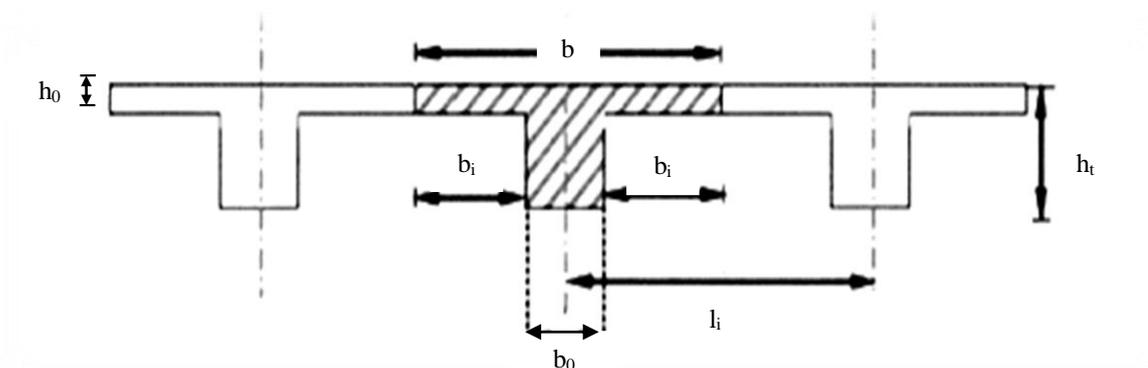


Figure III.20 : Coupe verticale du plancher en corps creux.

III.6.3. Dimensions des poutrelles

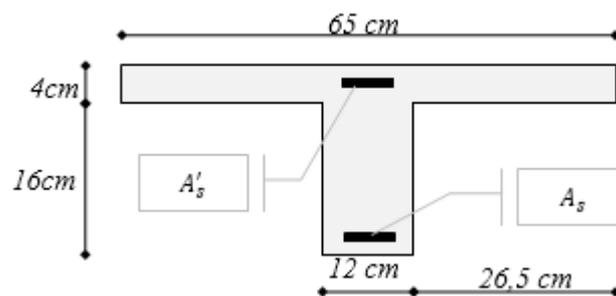


Figure III.21 : Dimensions De La Poutrelle.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

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

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

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

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

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

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

$$L_y = 390 \text{ cm}.$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2}; \frac{390}{10} \right) = 26,5 \text{ cm} . \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}.$$

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

III.6.4. Méthode de calcul des Poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

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

➤ **1^{ère} étape de calcul (avant coulage)**

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

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

a. 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 :

1. Méthode forfaitaire

Le règlement **BAEL 91 [1]** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » conditions suivantes sont remplies :

H1)- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5\text{KN/m}^2; 2G)$.

H2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.

H3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

H4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

❖ **Exposé de la méthode**

➔ **Moment en travée :**

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\bullet M_t \geq \text{Max} \{1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

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 :

- $M=0,2M_0$...appuis 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 travées.
- $M=0,4M_0$...pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

→ Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = - \frac{(2 M_w + M_t)}{a} \\ T_e = \frac{(2 M_e + M_t)}{b} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.
- $a = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$
- $b=l-a$.

2. Méthode de CAQUOT

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

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

❖ **Exposé de la méthode**

→ Moment sur appuis :

$M_a = 0,15M_0$ Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$ Appuis intermédiaire.

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

→ **Moment en travée :**

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

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'appui considérée.
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

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

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

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

→ **Effort tranchant :**

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

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

3. Méthode des éléments finis « Sap2000 » :

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés à l'aide du logiciel sap2000.

III.6.5. Etapes de calcul des poutrelles

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

- Poutrelle de travée $L=4,8m$.

- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - ➔ Son poids propre.
 - ➔ Poids du corps creux.
 - ➔ Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

➤ **Evaluation des charges et surcharges (DTR B C 2 2)..... [3].**

a.1.Charges permanentes

- Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25=0,12$ kN/ml
- Poids du corps creux..... $\frac{0,65 \times 0,20 \times 14=1,82}{G=1,94}$ kN/ml

a.2.Charges d'exploitation

- $Q=1 \times 0,65=0,65$ kN/ml. **Q=0,65KN/ml**

➤ **Combinaison des charges :**

- **E.L.U** : $q_u=1,35G+1,5Q=3.59$ kN/ml
- **E.L.S** : $q_{ser}=G+Q=2.59$ kN/ml
-

➤ **Calcul des moments**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,59 \times (4,4)^2}{8} = 8,68 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,59 \times (4,4)^2}{8} = 6,26 \text{ Nm}$$

➤ **Ferraillage**

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

$M_u=8,68$ kNm ; $b=12$ cm; $h=4$ cm; $d=0,9 \times h=3,6$ cm; $\sigma_{bc}=14,16$ Mpa

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 3,94 > \mu_R \text{ Sachant qu'impossible d'avoir } \mu > 1$$

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.



Figure III.22 : Les étaitements.

❖ **2^{ème} étape** : après coulage de la table de compression.

Dans cet état la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des moments au niveau des appuis continus d'où un soulagement à la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment à mi-travée.

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages ; ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimensions en plan; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre calcul on a un seul type de plancher : « plancher à Corps-Creux ».

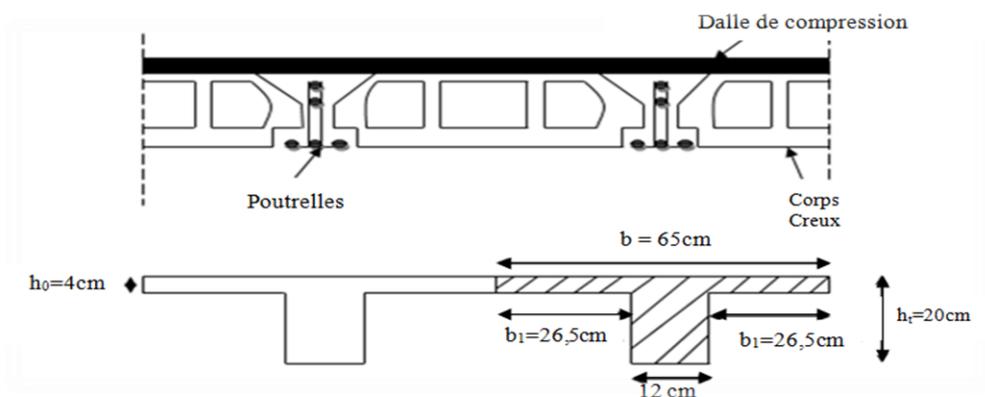


Figure III.23 : Représentation schématique de dalle en corps creux avec dimensions.

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

➔ **Plancher terrasse :**

- **Charge permanentes :**

$$G=6,88 \times 0,65=4,47 \text{ kN/ml}$$

- **Charges d'exploitation :**

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

➔ **Plancher courant:**

- **Charge permanente :**

$$G=5,39 \times 0,65=3,50 \text{ kN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

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

❖ **Combinaison Des Charges :**

➔ **Plancher terrasse :**

$$\underline{\text{E.L.U}} : q_u=1,35G+1,5Q=7,00 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_{\text{ser}}=G+Q= 5,12 \text{ kN/ml}$$

➔ **Plancher courant :**

$$\underline{\text{E.L.U}} : q_u=1,35G+1,5Q=6,18 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_{\text{ser}}=G+Q=4,47 \text{ kN/ml}$$

➤ **Conclusion :**

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

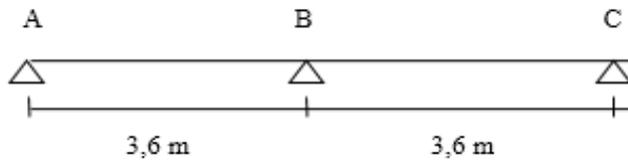
III.6.6. Calcul des efforts internes

Les efforts interne sont calculé à l'aide de la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel sap2000 les résultats sont récapitulé dans la page suivante :

1. Poutrelle à (02) travées :

Méthode : élément finis (SAP2000).

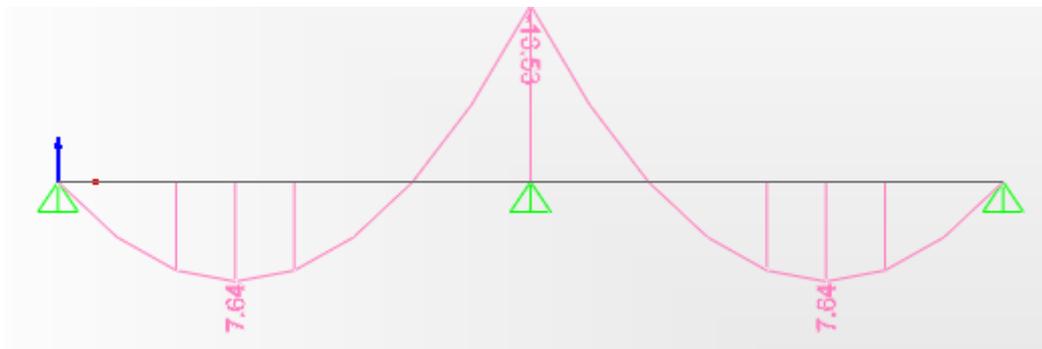
Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle.



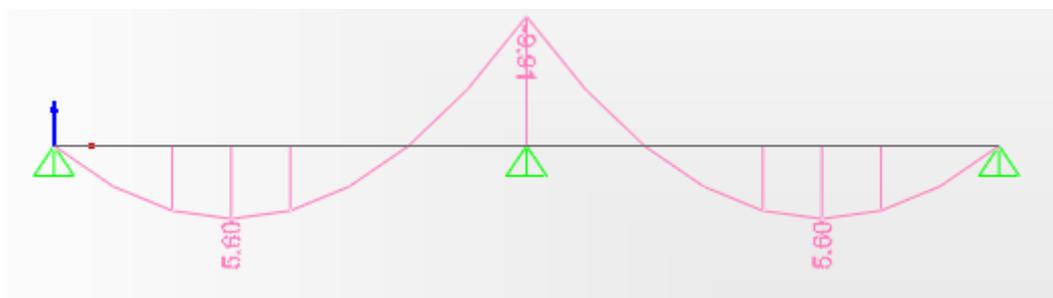
Diagrammes des efforts internes :

▪ Moment fléchissant :

➤ *ELU :*

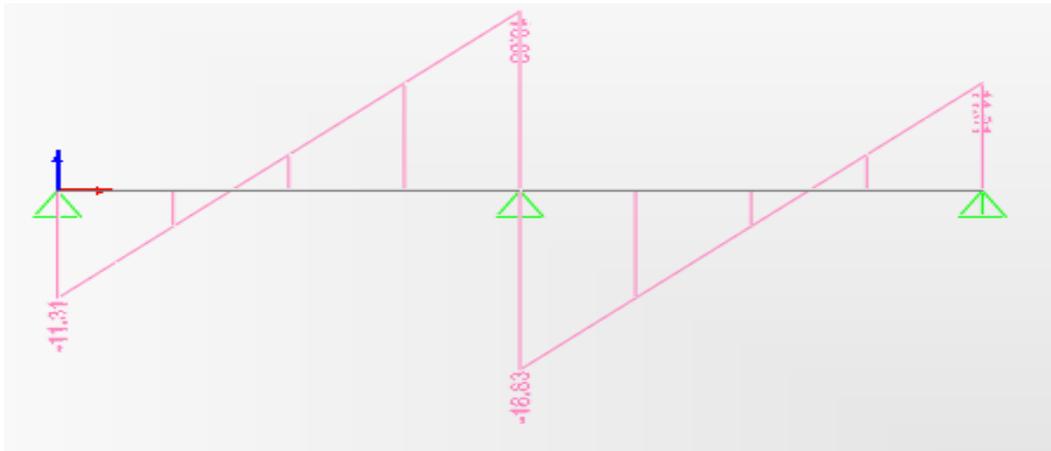


➤ *ELS :*



▪ Effort tranchant :

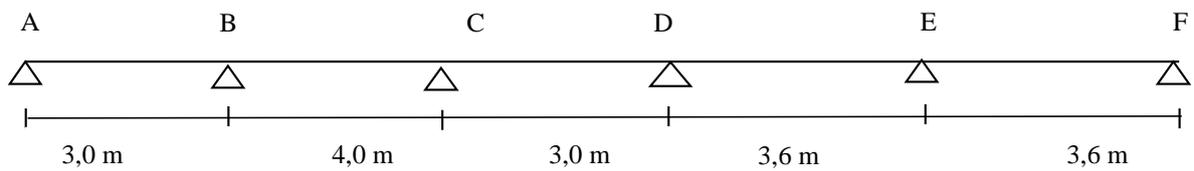
➤ ELU :



2. Poutrelle à (05) travées

Méthode : élément finis (SAP2000).

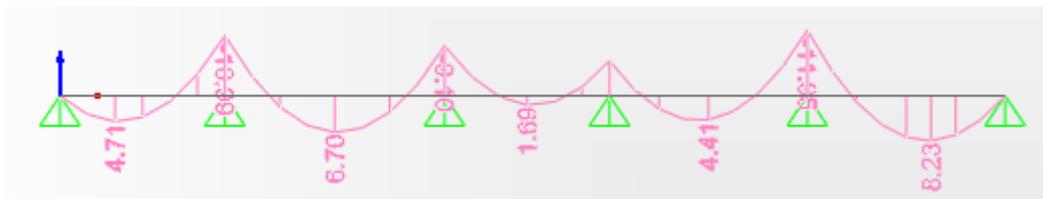
Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle.



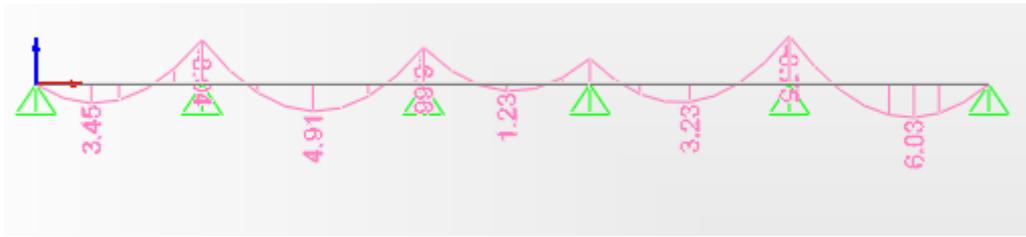
Diagrammes des efforts internes

▪ Moment fléchissant

➤ ELU :

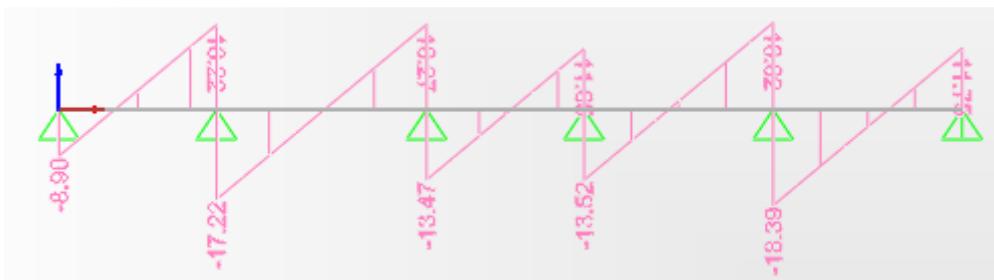


➤ **ELS :**



▪ **Effort tranchant**

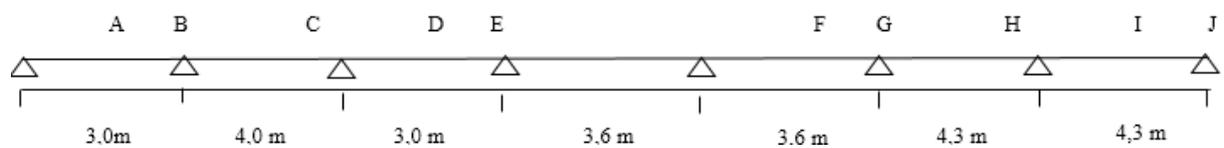
➤ **ELU :**



3. Poutrelle à (07) travées

Méthode : élément finis (SAP2000).

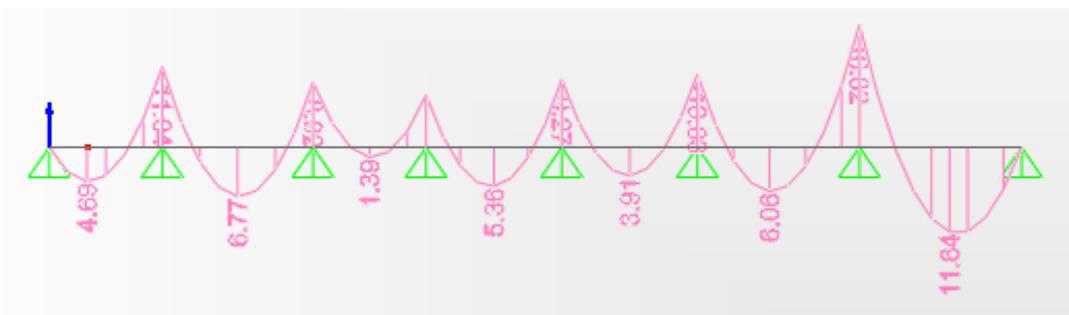
Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle.



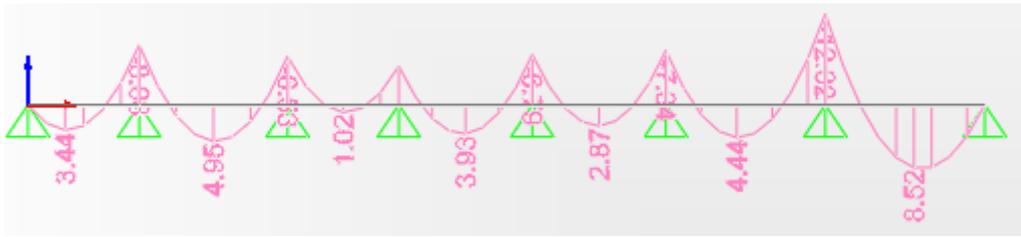
Diagrammes des efforts internes

▪ **Moment fléchissant**

➤ **ELU :**

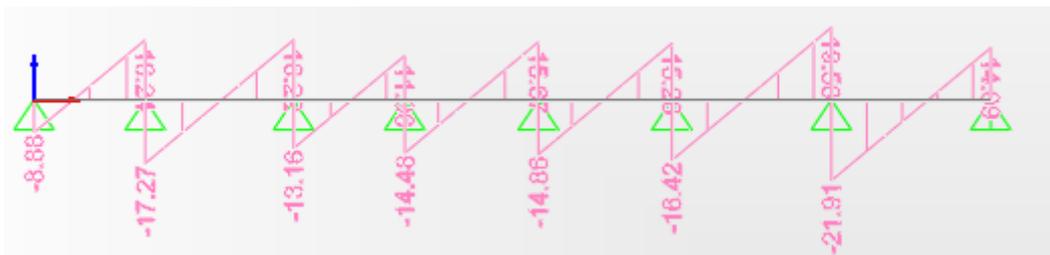


➤ **ELS :**



▪ **Effort tranchant**

➤ **ELU :**



III.6.7. 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 :**

$$M_{tu}^{\max} = 11,64 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 16,82 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 19,58 \text{ kN}$$

- **ELS :**

$$M_{tser}^{\max} = 8,52 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 12,02 \text{ kNm}$$

1. Ferrailage en travée

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,9 kNm$$

On a : $M_u < M_{tab}$

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.13 : Récapitulation du calcul des sections d’armatures en travée.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
11,64	0,039	Oui	0	0,050	17,64	Oui	10‰	348	1,90

→ **Condition de non fragilité [1].**

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

$$A_s = \text{Max} \{ 1,41 \text{ cm}^2 ; 1,90 \text{ cm}^2 \} = 1,90 \text{ cm}^2$$

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

2. Ferrailage sur appuis

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

On a: $M_{au}^{max} = 16,82 \text{ kNm} < M_{tab} = 58,9 \text{ kNm}$

Donc l’axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau III.14 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{ua}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	a	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
16,82	0,056	Oui	0	0,072	17,47	oui	7,1‰	348	2,76

→ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,76 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 0,26 \text{ cm}^2$$

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

3. Vérifications : [1].

a. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 19,58 \text{ kN}$.

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

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

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Au voisinage des appuis

• **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton**

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

Avec : $T_u = 14,09 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_{bc} = \frac{14,09 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,72 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65\text{cm (travée)} ; b_0 = 12\text{cm (appuis)} ; c = c' = 2\text{cm}$$

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Récapitulation

Tableau III.15 : Vérification à l'ELS.

	$M_{ser} (kNm)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Vérification
Travée	14,50	3,39	4,61	11235,72	5,95	Vérifiée
Appuis	10,21	4,02	4,41	10389,64	4,33	Vérifiée

Vérification de la flèche [1]

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ • $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0,0465 < 0,0625 \rightarrow non , vérifier$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{fe}$ • $\frac{A_s}{b_0d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157 > 0,0105 \rightarrow non , vérifier$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$ • $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0,0465 < 0,073 \rightarrow non , vérifier$

Avec:

h=20cm ; b₀=12cm ; d=18,0cm ; L=4,30 m ; M_{tser}=8,52 kNm ; M₀=11,64 kNm ; A_s=3,39cm²fe=400MPa.

Alors:

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1]

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,86 \text{ cm}$ (L < 5 m)

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

▪ **Position de l'axe neutre « y₁ » [1]**

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

▪ **Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » [1]**

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

▪ **Calcul des moments d'inerties fictifs [4]**

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.16 : Calcul de la flèche.

M_{tser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
8,52	3,39	7,73	0,0157	139,62	2,625	1,05	0,661	21843,2	8784,80	12894,07

▪ **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,55 \text{ cm} \quad (L = 4,30 \text{ m})$$

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,13 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,58 \text{ cm} < \bar{f} = 0,98 \text{ cm} \dots\dots\dots \dots \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

5. Calcul des armatures transversales et l'espacement

a. Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}) = \min (0,2 \times 25 / 1,5 = 3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}) \rightarrow \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{\max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{19580}{120 \times 180} = 0,90 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,88 < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Calcul des armatures transversales et l'espacement

« BAEL 91 modifié 99 » [1]

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

« RPA99 v 2003 » [2]

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

Avec :

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

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,571\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,571\text{cm}$$

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

Selon BAEL [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,00937 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0132 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon RPA99 V2003 [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

c. Choix des armatures

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopter: $A_t = 2\text{Ø}6 = 0,57\text{cm}^2$

d. Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5,0 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

III.6.8. Schéma de ferrailage des poutrelles

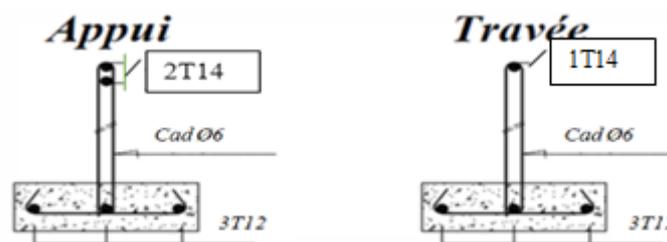


Figure III.24 : Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

III.7.9. Ferrailage de la table de compression

a. Armature longitudinal

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

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{fe} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A₁ : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A₂ : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A₁= 0,65cm²/ml.

On prend : **5T8=2,51cm²**

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

b. Armatures de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 1,25 \text{ cm}^2$$

Soit : **5T8=2,51cm²** et St.=20cm.

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.

III.6.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

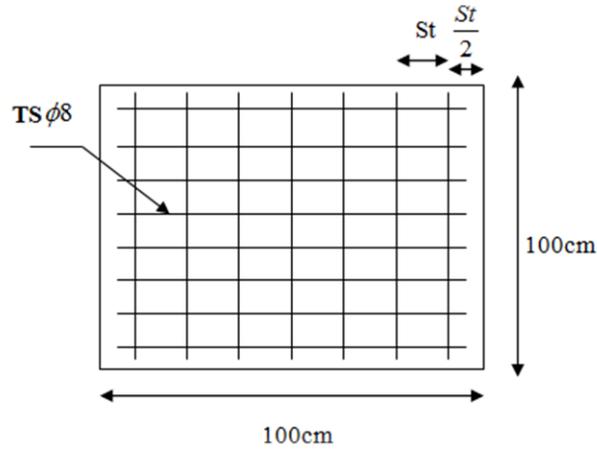


Figure III.25 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre. Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est une construction adéquate se basant sur des règlements parasismiques.

L'objectif de ce chapitre est de donner un modèle de structure qui vérifie les critères de sécurités imposées par le règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **sap2000 version 2014**.

IV.2. Etude dynamique

IV.2.1. Objectifs de l'étude dynamique

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

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 structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel SAP 2000 (ver 14) moyennant la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.2. 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 [6].

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.2.3. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- [M] : Matrice de masse de la structure.
- [K] : Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

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 les 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 :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]]\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]]\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

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 :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

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 $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots \omega_n^2)$ 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

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modal Shape).

IV.2.4. 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, il s'agit du **SAP2000 (ver 14)**.

IV.2.4.1 Modélisation de la rigidité

On considère que notre structure a p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n, dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n a donc pour valeur : $n=6*p$.

a. Les éléments de portique

Chaque poutre et chaque poteau de la structure à été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

b. Les voiles

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales
- Raidir la structure.

IV.2.4.2. Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le "RPA 99 v 2003".
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- La masse des plancher a été répartie sur les poutres.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), SAP2000 calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, en utilisant la formule $(G+\beta Q)$ imposée par le « RPA99 v2003 ».
- Tel que : $\beta=0,2$ (bâtiment d'usage habitation).

IV.2.4.3. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.3. Etude sismique

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- **Analyse temporelle**

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

- **Analyse modale spectrale**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- **Calcul statique équivalent**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

IV.3.1. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

L'analyse modale est basée sur les observations suivantes :

- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage de certaines fréquences de résonance.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la combinaison des contributions des différents modes.

L'analyse dynamique – méthode modale spectrale – peut être appliquée pour tout type de structure (bâtiments irréguliers, ouvrages à risque spécial qu'ils soient réguliers ou irréguliers).

D'après le **RPAv2003 [2]**, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

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

IV.3.2. Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur, (g =9,81N.m/s²).

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

- 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 le fichier de données la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

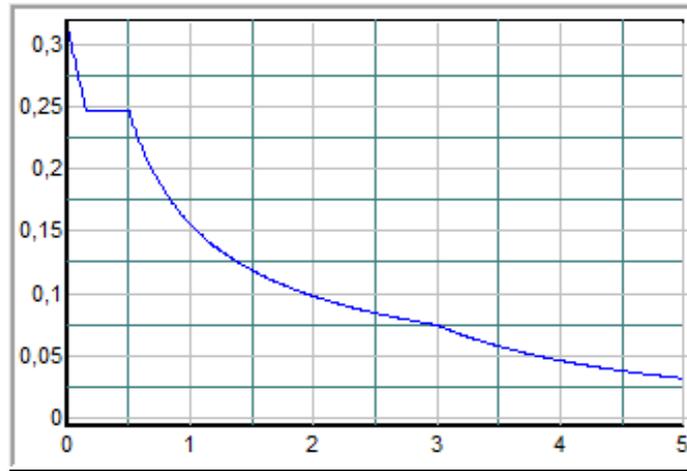


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

IV.3.3. Procédure de calcul :

a. Calcul de la force sismique totale (statique équivalente) :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad [2]$$

❖ **Coefficient d'accélération de zone A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau IV.1 selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.1: Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
IA	0,15	0,25	0,30	0,40
IB	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas : on a un bâtiment d'habitation collective, sa hauteur ne dépasse pas 48m, donc il est de Groupe 2 (ouvrage d'importance moyenne). Ce qui implique A=0,25.

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- La catégorie de site est : sol meuble S3 : $\begin{cases} T_1 = 0,15 s \\ T_2 = 0,50 s \end{cases}$
- Le facteur de correction d'amortissement est fonction du pourcentage critique ξ où : $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 0,88$$

- La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le « **RPA 99 v2003** » :

- Soit : $T_f = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}}$ [2]

h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a : $C_T = 0,05$.

$$T_f = 0,050 (33,66)^{\frac{3}{4}} = 0,69s.$$

- Par ailleurs : $T_f = \frac{0,09xhn}{\sqrt{D}}$

Avec :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- Suivant la direction (x - x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{25,8}} = 0,596 \text{ s}$
- Suivant la direction (y - y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{25,8}} = 0,596 \text{ s.}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,596; 0,69) = 0,596 & T_x = 1,3 \cdot (0,596) = 0,7748 \\ T_y = \min(0,596; 0,69) = 0,596 & T_y = 1,3 \cdot (0,596) = 0,7748 \end{cases}$$

$$D'où : D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \dots\dots\dots [2] \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,7748}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,64 \\ D_y = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,7748}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,64 \end{cases}$$

❖ **Facteur de qualité Q**

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

Le tableau suivant présente les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du **RPA99 ver 2003** :

Tableau IV.2 : Valeurs de pénalités « P_q »

Critère q »	valeurs des pénalités P _q			
	P _q		X-X	Y-Y
	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1	0,1	0,1

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,25 \text{ Et } Q_y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,25$$

❖ **Le poids total de la structure**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

β : est la valeur du coefficient de pondération, selon le tableau 4.5 **RPA99 ver 2003** notre structure est classée dans le cas 1 : Bâtiments d’habitation, bureaux ou assimilés donc $\beta = 0,2$.

❖ **Coefficient de comportement R**

Il est en fonction du système de contreventement, on prendra : $R = 5$ (Mixte portique /voile avec interaction). Il faut justifier cette valeur en fin de chapitre.

$$V = \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{(0,25)(1,64)(1,25)}{5} w \rightarrow V_x = 0,1025 W \\ V_y = \frac{(0,25)(1,64)(1,25)}{5} w \rightarrow V_y = 0,1025 W \end{array} \right\} \quad V_x = V_y$$

b. Résultante des forces sismiques (de calcul)

L’une des 1^{ères} vérifications préconisées par le « **RPA99 v 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques 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 $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

c. Vérification des déplacements inter étage

On doit vérifier que :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Où } \bar{\Delta} = 0.01h_e$$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- 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).

Si Les déplacements inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- 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. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.3.4. Résultats de l'analyse dynamique

- **Model initial (R=5)**

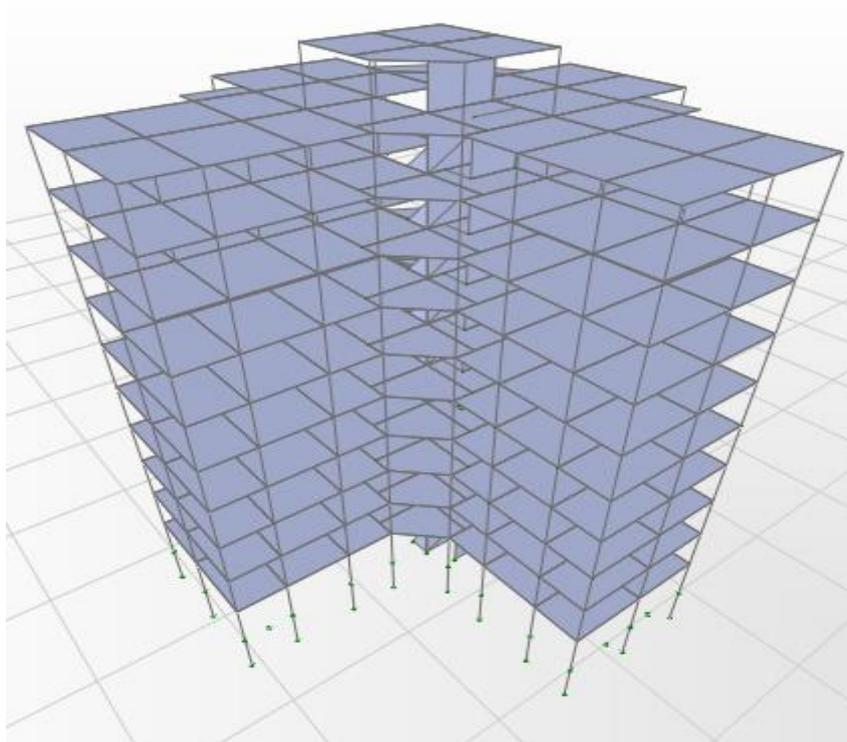


Figure IV.2 : Model initial.

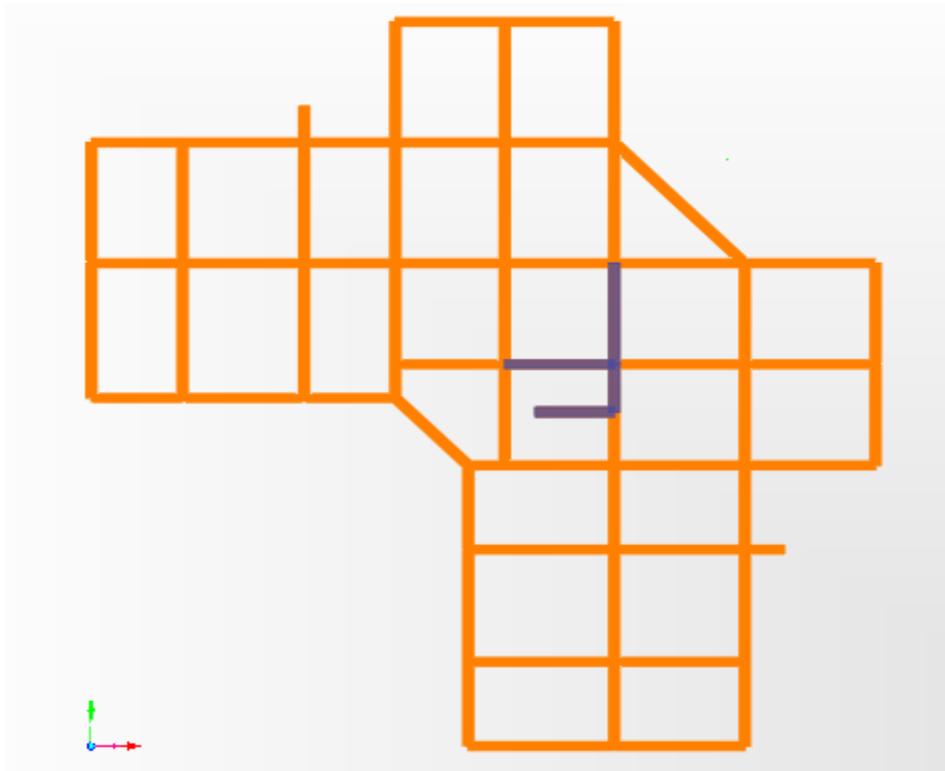


Figure IV.3 : Disposition des voies de modèle initial.

Tableau IV.3 : Dimensions des éléments verticaux du modèle initial

<i>Niveau</i>	<i>Choix initial</i>
<i>9^{ème} étage</i>	30x30
<i>8^{ème} étage</i>	30x30
<i>7^{ème} étage</i>	30x30
<i>6^{ème} étage</i>	35x35
<i>5^{ème} étage</i>	35x35
<i>4^{ème} étage</i>	35x35
<i>3^{ème} étage</i>	40x40
<i>2^{ème} étage</i>	40x40
<i>1^{er} étage</i>	45x45
<i>RDC</i>	50x50
<i>S/Sol</i>	55x55

➤ **Résultats de l'analyse modale**

Tableau IV.4 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial

Case	Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,457301	0,65997	0,00004381	0,000006387	0,65997	0,00004381	0,000006387
Modal	2	1,361735	0,07059	0,20722	0,00000313	0,73056	0,20727	0,000009517
Modal	3	1,279694	0,02462	0,54384	3,967E-07	0,75518	0,75111	0,000009914
Modal	4	0,522247	0,10466	0,00005177	0,000007186	0,85984	0,75116	0,0000171
Modal	5	0,492631	0,01357	0,02779	0,000004174	0,87342	0,77895	0,00002127
Modal	6	0,463429	0,00297	0,09885	8,109E-07	0,87639	0,8778	0,00002208
Modal	7	0,30769	0,03573	0,00000921	0,000006741	0,91211	0,87781	0,00002883
Modal	8	0,287967	0,0009	0,0212	0,000003117	0,91301	0,899	0,00003194
Modal	9	0,27639	0,00182	0,01444	1,008E-08	0,91484	0,91344	0,00003195

Remarque : Les résultats du tableau précédent correspondent à la structure initiale comportant uniquement les voiles de la cage d'escalier et les voiles de l'ascenseur R=5.

• **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,45s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x
- Le deuxième mode est un mode de rotation.
- Le troisième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y

a. Vérification de l'effort tranchant à la base

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Récapitulatif des calculs

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)	V _t (KN)	OBS
X-X	0,25	1,64	1,25	5	38976,679	4108,14	3286,51	2559,72	N.V
Y-Y	0,25	1,64	1,25	5	38976,679	4108,14	3286,51	2701,72	N.V

b. Vérification des Déplacements inter étage

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements latéraux inters étage du modèle initial

<i>Z(m)</i>	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	<i>R</i>	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	<i>h_k</i> <i>x0.01</i> (cm)	<i>Observation</i>	
3,06	0,20019	0,21457	5	1,00095	1,073	1,00	1,073	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
6,12	0,8276	0,8306	5	4,138	4,154	3,13	3,08	3,06	<i>Non vérifiée</i>	<i>Non vérifiée</i>
9,18	0,9996	0,8600	5	4,995	4,300	0,85	0,146	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
12,24	1,6300	1,4760	5	8,15	7,3800	3,15	3,08	3,06	<i>Non vérifiée</i>	<i>Non vérifiée</i>
15,3	1,9235	2,088	5	9,6175	10,440	1,4675	3,06	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>Non vérifiée</i>
18,36	2,5355	2,702	5	12,6775	13,510	3,06	3,07	3,06	<i>Non vérifiée</i>	<i>Non vérifiée</i>
21,42	3,15704	3,3200	5	15,7852	16,66	3,10	3,15	3,06	<i>Non vérifiée</i>	<i>Non vérifiée</i>
24,48	3,77104	3,960	5	18,8552	19,80	3,07	3,14	3,06	<i>Non vérifiée</i>	<i>Non vérifiée</i>
27,54	4,38304	4,572	5	21,9152	22,86	3,06	3,06	3,06	<i>Non vérifiée</i>	<i>Non vérifiée</i>
30,6	4,996	5,192	5	24,98	25,96	3,07	3,10	3,06	<i>Non vérifiée</i>	<i>Non vérifiée</i>

• **Remarque**

Les déplacements latéraux inter-étage sont non vérifiés.

c. Vérification effort normal réduit

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \quad \dots\dots\dots [2].$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA)

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du modèle initial

Niveaux	N_d (KN)	Section (cm ²)	B_c (cm ²)	ν	Obs
RDC	3306,51	50x50	2500	0,529	>0,3
P1	2486,147	45x45	2025	0,491	>0,3
P2	1943,033	40x40	1600	0,486	>0,3
P3	1531,196	40x40	1600	0,383	>0,3
P4	1294,679	35x35	1225	0,423	>0,3
P5	1062,443	35x35	1225	0,347	>0,3
P6	839,944	35x35	1225	0,274	<0,3
P7	700,58	30x30	900	0,311	>0,3
P8	635,65	30x30	900	0,283	<0,3
P9	425,87	30x30	900	0,189	<0,3

• **Remarque**

L'effort normal réduit pour les poteaux est non vérifiée.

➤ **Model 1 (R=5)**

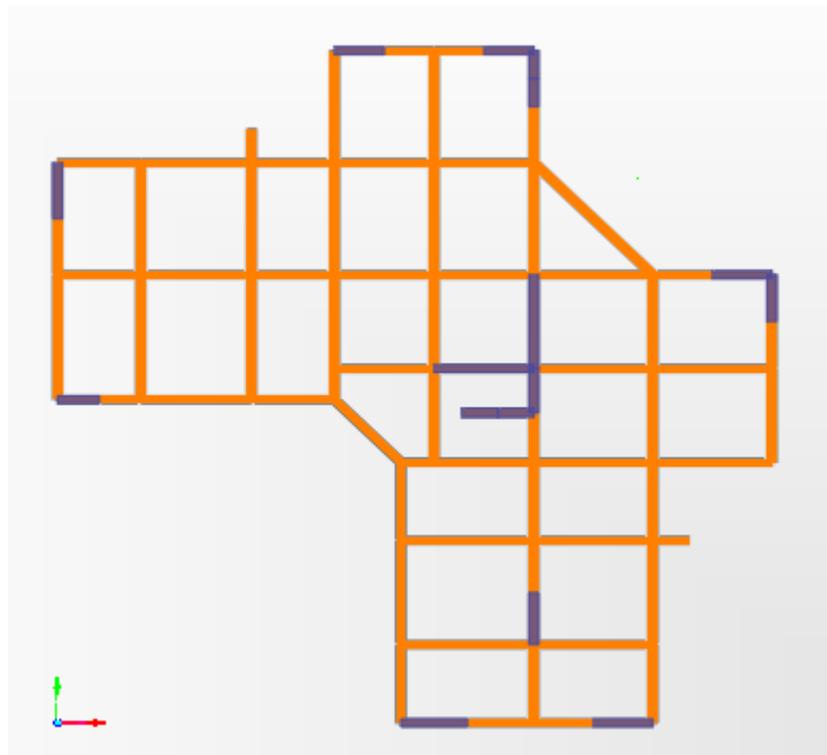


Figure IV.4: Disposition des voiles de modèle 1 (R=5)

➤ Résultats de l'analyse modale

Tableau IV.8 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1 (R=5)

Case	Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,770947	0,658	0,024	0,000004691	0,658	0,024	0,000004691
Modal	2	0,763806	0,023	0,558	0,000002933	0,681	0,582	0,000007623
Modal	3	0,60224	0,0005772	0,103	0,000001019	0,682	0,685	0,000008642
Modal	4	0,226475	0,0009472	0,119	0,00003841	0,683	0,804	0,00004705
Modal	5	0,215305	0,157	0,00003246	0,00005508	0,839	0,805	0,0001021
Modal	6	0,176002	0,006101	0,005419	0,000002459	0,845	0,81	0,0001046
Modal	7	0,165457	0,0002433	0,028	0,0000118	0,845	0,838	0,0001164
Modal	8	0,149912	0,001364	0,027	0,00005146	0,847	0,865	0,0001678
Modal	9	0,117247	0,00002754	0,0001649	0,046	0,847	0,865	0,046
Modal	10	0,103389	0,0009781	0,000005675	0,022	0,848	0,865	0,068
Modal	11	0,101763	0,036	0,00918	0,001447	0,884	0,874	0,07
Modal	12	0,099529	0,021	0,031	0,001495	0,905	0,905	0,071

• **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 0.77s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y
- Le troisième mode est un mode de rotation.

a. Vérification de l'effort tranchant à la base

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Récapitulatif des calculs du modèle 1

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)	V _t (KN)	OBS	r
X-X	0,25	1,64	1,25	5	46990,639	4816,54	3853,24	4306.98	V	//
Y-Y	0,25	1,64	1,25	5	46990,639	4816,54	3883,24	3861.14	N.V	1,01

b. Vérification des Déplacements inter étage

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements latéraux inters étage du modèle 1

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	R	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	h_k x0.01 (cm)	Observation	
3,06	0,081966	0,089	5	0,40983	0,445	0,41	0,45	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
6,12	0,2719	0,3408	5	1,3595	1,704	0,95	1,26	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
9,18	0,5244	0,6798	5	2,622	3,399	1,26	1,70	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
12,24	0,819	1,0869	5	4,095	5,435	1,47	2,04	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
15,3	1,1366	1,5259	5	5,683	7,630	1,59	2,20	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
18,36	1,4676	1,9789	5	7,338	9,895	1,66	2,27	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
21,42	1,8009	2,4242	5	9,0045	12,121	1,67	2,23	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
24,48	2,1401	2,8564	5	10,7005	14,282	1,70	2,16	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
27,54	2,4684	3,2603	5	12,342	16,302	1,64	2,02	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
30,6	2,783	3,6403	5	13,915	18,202	1,57	1,90	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

• **Remarque**

Les déplacements latéraux inter-étage sont vérifiés.

c. Vérification de l'effort normal réduit

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \quad \dots\dots\dots [2].$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA)

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du modèle 1

<i>Niveaux</i>	<i>N_d</i> (KN)	<i>Section</i> (cm ²)	<i>B_c</i> (cm ²)	<i>v</i>	<i>Obs</i>
RDC	2597,89	60x60	3600	0,289	<0,3
P1	2231,20	55x55	3025	0,295	<0,3
P2	2022,21	55x55	3025	0,267	<0,3
P3	1709,18	50x50	2500	0,273	<0,3
P4	1405,14	50x50	2500	0,225	<0,3
P5	1114,73	45x45	2025	0,220	<0,3
P6	853,68	45x45	2025	0,169	<0,3
P7	618,58	40x40	1600	0,155	<0,3
P8	435,65	40x40	1600	0,109	<0,3
P9	302,87	35x35	1225	0,099	<0,3

- **Remarque**

L'effort normal réduit pour les poteaux est vérifiée.

d. Justification du choix du coefficient de comportement

Dans Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ainsi définie par (système 2) de l'RPA99 v2003, Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 46990,693\text{kN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 12598,783\text{kN}$.

$$P_{voiles} / P_{Tot} = 26 \% > 20 \%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Donc on prend le coefficient de comportement $R=3,5$.

➤ **Modèle final (R=3,5)**

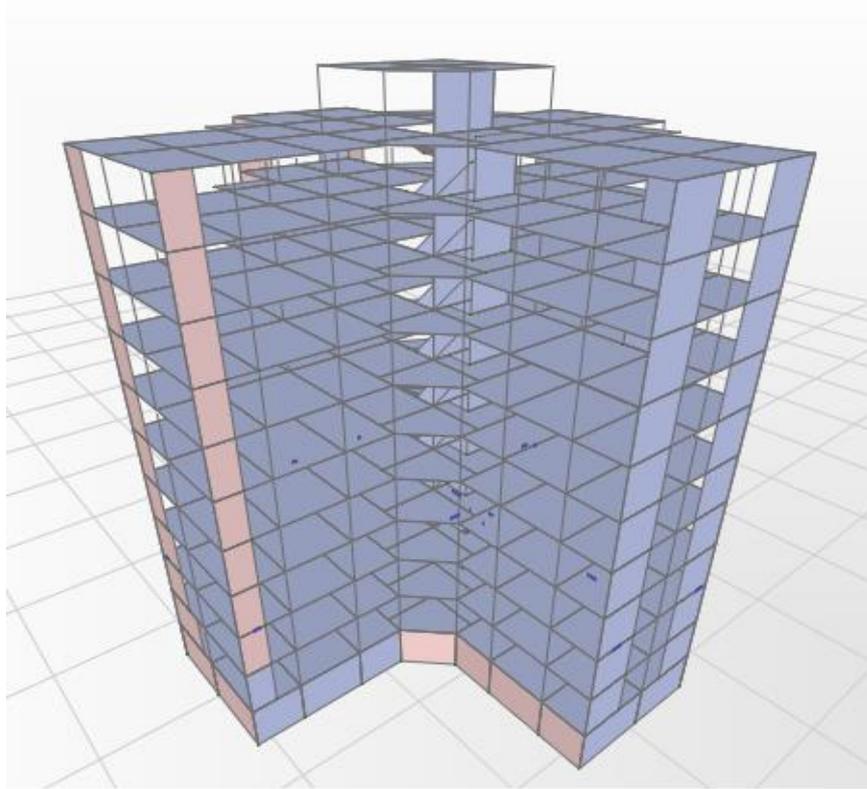


Figure IV.5 : Modèle final.

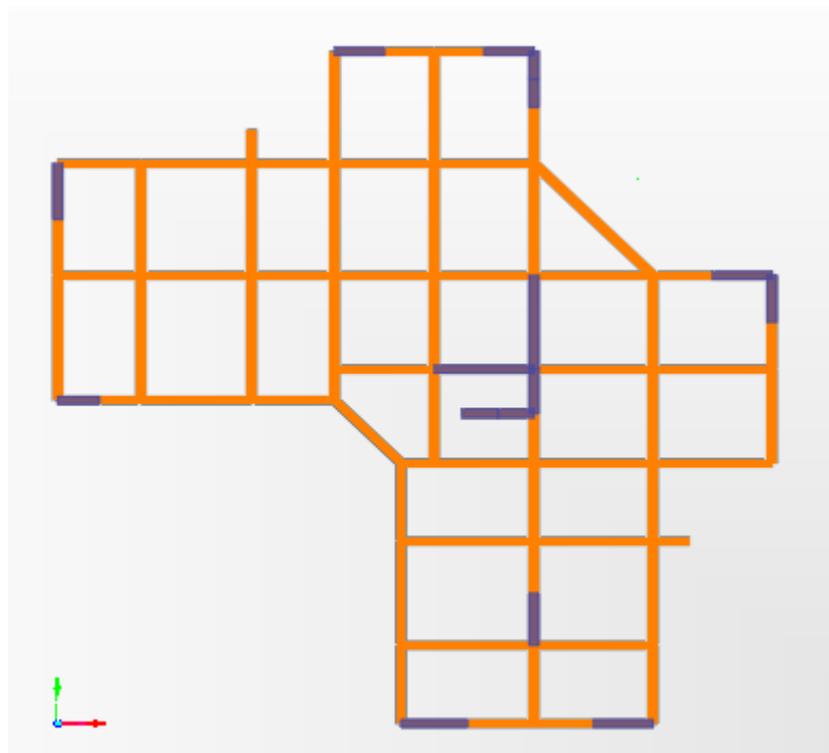


Figure IV.6 : Disposition des voiles de modèle final

Tableau IV.12 : Dimensions des éléments verticaux du modèle final

<i>Etages</i>	<i>Elément</i>	<i>Section Epaisseur (cm)</i>
<i>9^{eme}</i>	Poteau	35*35
	Voile	20
<i>7^{eme}/8^{eme}</i>	Poteau	40*40
	Voile	20
<i>5^{eme}/6^{eme}</i>	Poteau	45*45
	Voile	20
<i>3^{eme}/4^{eme}</i>	Poteau	50*50
	Voile	20
<i>1^{er}/2^{ème}</i>	Poteau	55*55
	Voile	20
<i>S/SOL /RDC</i>	Poteau	60*60
	Voile	20

➤ **Résultats de l'analyse modale**

Tableau IV.13 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final

<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Période sec</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>UZ</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum UZ</i>
<i>Modal</i>	1	0,770947	0,658	0,024	0,000004691	0,658	0,024	0,000004691
<i>Modal</i>	2	0,763806	0,023	0,558	0,000002933	0,681	0,582	0,000007623
<i>Modal</i>	3	0,60224	0,0005772	0,103	0,000001019	0,682	0,685	0,000008642
<i>Modal</i>	4	0,226475	0,0009472	0,119	0,00003841	0,683	0,804	0,00004705
<i>Modal</i>	5	0,215305	0,157	0,00003246	0,00005508	0,839	0,805	0,0001021
<i>Modal</i>	6	0,176002	0,006101	0,005419	0,000002459	0,845	0,81	0,0001046
<i>Modal</i>	7	0,165457	0,0002433	0,028	0,0000118	0,845	0,838	0,0001164
<i>Modal</i>	8	0,149912	0,001364	0,027	0,00005146	0,847	0,865	0,0001678
<i>Modal</i>	9	0,117247	0,00002754	0,0001649	0,046	0,847	0,865	0,046
<i>Modal</i>	10	0,103389	0,0009781	0,000005675	0,022	0,848	0,865	0,068
<i>Modal</i>	11	0,101763	0,036	0,00918	0,001447	0,884	0,874	0,07
<i>Modal</i>	12	0,099529	0,021	0,031	0,001495	0,905	0,905	0,071

• **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 0.77s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y
- Le troisième mode est un mode de rotation.

a. Vérification de l'effort tranchant à la base

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : Récapitulatif des calculs du modèle final

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)	V _t (KN)	obs
X-X	0,25	1,64	1,25	3,5	46990,639	6880,77	5504,616	6144,687	V
Y-Y	0,25	1,64	1,25	3,5	46990,639	6880,77	5504,616	5840,53	V

b. Vérification des Déplacements inter étage :

Tableau IV.15: Vérification des déplacements latéraux inters étage du modèle final

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	R	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	h_{kx} 0,01 (cm)	Observation	
3,06	0,115024	0,09035	3,5	0,402584	0,316	0,40	0,32	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
6,12	0,38398	0,307907	3,5	1,34393	1,078	0,94	0,76	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
9,18	0,745525	0,594835	3,5	2,6093375	2,082	1,27	1,00	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
12,24	1,16738	0,936465	3,5	4,08583	3,278	1,48	1,20	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
15,3	1,622004	1,305664	3,5	5,677014	4,570	1,59	1,29	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
18,36	2,095553	1,690668	3,5	7,3344355	5,917	1,66	1,35	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
21,42	2,572493	2,073311	3,5	9,0037255	7,257	1,67	1,34	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
24,48	3,057791	2,44895	3,5	10,702269	8,571	1,70	1,31	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
27,54	3,527441	2,805676	3,5	12,346044	9,820	1,64	1,25	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
30,6	3,977477	3,145868	3,5	13,92117	11,011	1,58	1,19	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

- **Remarque**

Les déplacements latéraux inter-étage sont vérifiés.

c. Vérification effort normal réduit

Les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \quad \dots\dots\dots [2].$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA)

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du modèle finale

<i>Niveaux</i>	<i>N_d</i> (KN)	<i>Section</i> (cm ²)	<i>B_c</i> (cm ²)	<i>v</i>	<i>Obs</i>
RDC	2597,89	60x60	3600	0,289	<0,3
P1	2231,20	55x55	3025	0,295	<0,3
P2	2022,21	55x55	3025	0,267	<0,3
P3	1709,18	50x50	2500	0,273	<0,3
P4	1405,14	50x50	2500	0,225	<0,3
P5	1114,73	45x45	2025	0,220	<0,3
P6	853,68	45x45	2025	0,169	<0,3
P7	618,58	40x40	1600	0,155	<0,3
P8	435,65	40x40	1600	0,109	<0,3
P9	302,87	35x35	1225	0,099	<0,3

- **Remarque**

L'effort normal réduit pour les poteaux est vérifiée.

d. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{"RPA99 version 2003" [2](5.6)}$$

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"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : Calcul de θ_x et θ_y

Niveaux	P_K (kN)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	h_K (m)	θ_x	θ_y	$\theta(x,y) \leq 0,1$
9^{ème}	5679,8	1577,7235	1509,4584	1,58	1,19	3,06	0,019	0,015	OK
8^{ème}	10036,8	2523,8188	2451,7828	1,64	1,25	3,06	0,021	0,017	OK
7^{ème}	14287,6	3268,7479	3211,8857	1,7	1,31	3,06	0,024	0,019	OK
6^{ème}	18886,6	3938,1767	3882,5419	1,67	1,34	3,06	0,026	0,021	OK
5^{ème}	23270,0	4498,9384	4474,1946	1,66	1,35	3,06	0,028	0,023	OK
4^{ème}	27998,2	5009,3814	4993,3321	1,59	1,29	3,06	0,029	0,024	OK
3^{ème}	32516,0	5438,2728	5404,7609	1,48	1,2	3,06	0,029	0,024	OK
2^{ème}	37303,7	5793,8631	5751,0058	1,27	1	3,06	0,027	0,021	OK
1^{ème}	42054,3	6080,3467	5997,5937	0,94	0,76	3,06	0,021	0,017	OK
RDC	4699,7	6231,8597	6125,1225	0,4	0,32	3,06	0,001	0,001	OK
S/SOL	53082,7	6258,3126	6147,4734	0,19	0,19	2.95	0,005	0,006	OK

- **Remarque**

L'effet P- Δ est négligé car $\theta(x,y) \leq 0,1$ à tous les niveaux, donc ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle finale qui seront ferrailés dans le chapitre V.

Conclusion :

L'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

Les efforts sont déterminés à l'aide du logiciel d'analyse des structures (Etabs 2016), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- **Selon C.B.A93**

$$E L U \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

$$E L S \dots\dots\dots G + Q$$

- **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Le Ferraillage des éléments résistants devrait être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **B.A.E.L. 91 modifié 99** et le **RPA99 (version2003)**.

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2. Ferraillage des poteaux

V.2.1. Ferraillage Longitudinal

Les poteaux sont calculés en flexion composée (déviée) sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales; chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (M_{x-x}), (M_{y-y}). *Une section soumise à la flexion composée peut se présenter suivant l'un des trois cas suivants :*

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section partiellement comprimée : S.P.C

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

Tableau V.1 : Tableau des Contraintes.

<i>Situation</i>	<i>Béton</i>			<i>Acier</i>		
	γ_b	$f_{c28} (MPa)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	γ_s	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.2.2. Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99 [1]

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_l/B \leq 5\% \quad B: \text{ section de béton.} \end{cases} \quad [1]$$

V.2.3. Recommandations selon l'R.P.A .99 version 2003 [2]

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal $\varnothing_1 = 12 \text{ mm}$
- Une longueur minimale de $50 \varnothing_1$ 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
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{En zone de recouvrement} \implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$$

$$\text{En zone courante} \implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

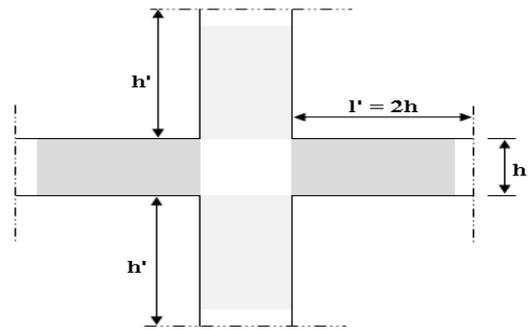


Figure V.1 : Zone Nodale.

- Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u et de sa valeur limite $\overline{\tau_u}$. La contrainte tangentielle dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur du poteau.

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le B.A.E.L. 91 modifiées 99 [1]**

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$)

- Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentel le} \end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentel le} \end{cases}$$

- Selon RPA 99 V2003 [2]

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

- Élancement λ :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur h, l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

- Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_\ell \quad \emptyset_\ell : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

V.2.4. Calcul du ferraillage longitudinal

Le ferraillage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel SOCOTEC par utilisation du règlement B.A.E.L.91 modifié 99.

V.2.5. Combinaisons d'Actions

En fonction du type de sollicitation, on a :

- a. Combinaisons selon le B.A.E.L 91 modifiés 99 [1]

Situation durable :

$$\text{ELU : } 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

- b. Combinaisons selon R.P.A.99 version 2003 [2]

Situation accidentelle :

$$G+Q\pm E \quad \text{et} \quad 0,8G\pm E$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable.

$$N^{\max}, M^{\text{corr}}$$

$$N^{\min}, M^{\text{corr}}$$

$$M^{\max}, N^{\text{corr}}$$

1. Situation durable

➤ **Combinaison : 1,35G+1,5Q**

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.2 : Ferraillages des poteaux situation durable (N^{max} ; M^{corr})

Niveaux	N ^{max} [kn]	M ^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	A _s [cm ²]	A _s ' [cm ²]	A _{s min} RPA
S/SOL	-199,28	4,26	60x60	0	0	32,40
RDC	-807,152	19,13	60x60	0	0	32,40
1 ^{eme} , 2 ^{eme}	-592,327	24,54	55x55	0	0	27,225
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	-405,337	28,04	50x50	0	0	22,5
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	-241,812	28,376	45x45	0	0	18,225
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	-103,833	24,15	40x40	0,29	0	14,40
9 ^{eme}	-45,326	28,34	35x35	1,56	0	11,025

b. (N^{min}, M^{corr})

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux situation durable (N^{min} ; M^{corr})

Niveaux	N ^{min} [kn]	M ^{cor} [kn.m]	Section [cm ²]	A _s [cm ²]	A _s ' [cm ²]	A _{s min} RPA
S/SOL	-2823,33	3,45	60x60	0	0	32,40
RDC	-2297,30	10,86	60x60	0	0	32,40
1 ^{er} , 2 ^{eme}	-2111,76	15,73	55x55	0	0	27,225
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	-1566,085	16,13	50x50	0	0	22,5
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	-1075,992	16,897	45x45	0	0	18,225
7 ^{em} , 8 ^{eme}	-661,267	5,28	40x40	0	0	14,40
9 ^{eme}	-296,742	4,13	35x35	0	0	11,025

c. (N^{cor}, M^{max})

Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux situation durable (M^{max} ; N^{cor})

<i>Niveaux</i>	<i>N^{cor}</i> [kn]	<i>M^{max}</i> [kn.m]	<i>Section</i> [cm ²]	<i>A_s</i> [cm ²]	<i>A_s'</i> [cm ²]	<i>A_{s min}</i> <i>RPA</i>
<i>S/SOL</i>	-2787,493	24,45	60x60	0	0	32,40
<i>RDC</i>	-1403,376	36,64	60x60	0	0	32,40
<i>1^{er}, 2^{eme}</i>	-1577,979	82,47	55x55	0	0	27,225
<i>3^{eme}, 4^{eme}</i>	-1110,308	78,92	50x50	0	0	22,5
<i>5^{eme}, 6^{eme}</i>	-700,55	75,86	45x45	0	0	18,225
<i>7^{eme}, 8^{eme}</i>	-336,284	67,22	40x40	0,96	0	14,40
<i>9^{eme}</i>	-169,949	68,90	35x35	4,53	0	11,025

2. Situation accidentelle

➤ **Combinaison : G+Q+E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.5 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max} ; M^{corr})

<i>Niveaux</i>	<i>N^{max}</i> [kn]	<i>M^{corr}</i> [kn.m]	<i>Section</i> [cm ²]	<i>A_s</i> [cm ²]	<i>A_s'</i> [cm ²]	<i>A_{s min}</i> <i>RPA</i>
<i>S/SOL</i>	244,161	14,52	60x60	3,72	2,38	32,40
<i>RDC</i>	349,934	44,65	60x60	6,44	2,31	32,40
<i>1^{eme}, 2^{eme}</i>	660,223	121,39	55x55	14,45	2,06	27,225
<i>3^{eme}, 4^{eme}</i>	219,725	165,11	50x50	11,9	0	22,5
<i>5^{eme}, 6^{eme}</i>	80,257	153,74	45x45	10,67	0	18,225
<i>7^{eme}, 8^{eme}</i>	-12,381	115,31	40x40	8,16	0	14,40
<i>9^{eme}</i>	-12,52	81,91	35x35	6,72	0	11,025

b. (N^{\min} , M^{corr})

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr})

<i>Niveaux</i>	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	<i>Section</i> [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
<i>S/SOL</i>	-2710,166	-0,15	60x60	0	0	32,40
<i>RDC</i>	-2530,053	-10,03	60x60	0	0	32,40
<i>1^{er}, 2^{eme}</i>	-2255,74	-8,08	55x55	0	0	27,225
<i>3^{eme}, 4^{eme}</i>	-1663,282	-10,57	50x50	0	0	22,5
<i>5^{eme}, 6^{eme}</i>	-1087,246	-10,59	45x45	0	0	18,225
<i>7^{eme}, 8^{eme}</i>	-606,2	-8,14	40x40	0	0	14,40
<i>9^{eme}</i>	-303,855	-19,23	35x35	0	0	11,025

c. (N^{cor} , M^{max})

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max} ; N^{cor})

<i>Niveaux</i>	N^{cor} [kn]	M^{max} [kn.m]	<i>Section</i> [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
<i>S/SOL</i>	-1438,758	117,40	60x60	0	0	32,40
<i>RDC</i>	-437,215	171,67	60x60	2,35	0	32,40
<i>1^{er}, 2^{eme}</i>	-305,007	283,49	55x55	10,94	0	27,225
<i>3^{eme}, 4^{eme}</i>	-203,284	293,29	50x50	14,76	0	22,5
<i>5^{eme}, 6^{eme}</i>	-148,185	263,74	45x45	16	0	18,225
<i>7^{eme}, 8^{eme}</i>	-61,788	157,22	40x40	10,96	0	14,40
<i>9^{eme}</i>	-17,541	130,76	35x35	11,36	0	11,025

➤ **Combinaison : 0,8G+E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.8 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max} ; M^{corr})

Niveaux	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	A_smin RPA
S/SOL	601,739	13,57	60x60	8,15	6,89	32,40
RDC	521,84	47,452	60x60	8,72	4,33	32,40
1^{eme}, 2^{eme}	840,13	125,03	55x55	16,88	4,12	27,225
3^{eme}, 4^{eme}	361,22	169,94	50x50	13,96	0	22,5
5^{eme}, 6^{eme}	177,009	159,22	45x45	12,2	0	18,225
7^{eme}, 8^{eme}	43,20	120,99	40x40	9,26	0	14,40
9^{eme}	17,40	94,40	35x35	8.21	0	11,025

b. (N^{min}, M^{corr})

Tableau V.9 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{min} ; M^{corr})

Niveaux	N^{min} [kn]	M^{cor} [kn.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	A_smin RPA
S/SOL	-2332,148	-10,54	60x60	0	0	32,40
RDC	-2097,5	-10,26	60x60	0	0	32,40
1^{er}, 2^{eme}	-1881,837	-8,16	55x55	0	0	27,225
3^{eme}, 4^{eme}	-1388,427	-11,53	50x50	0	0	22,5
5^{eme}, 6^{eme}	-879,162	-12,06	45x45	0	0	18,225
7^{eme}, 8^{eme}	-488,91	-9,84	40x40	0	0	14,40
9^{eme}	-252,686	-13,99	35x35	0	0	11,025

c. (N^{cor} , M^{max})

Tableau V.10 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{max} ; N^{corr})

Niveaux	N^{cor} [kn]	M^{max} [kn.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
S/SOL	-962,357	117,31	60x60	0	0	32,40
RDC	-259,267	171,28	60x60	4,49	0	32,40
1 ^{er} , 2 ^{eme}	-175,296	283,86	55x55	12,43	0	27,225
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	-116,502	292,43	50x50	15,64	0	22,5
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	-92,214	262,44	45x45	16,46	0	18,225
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	-41,471	156,68	40x40	11,14	0	14,40
9 ^{eme}	-9,682	130,06	35x35	9,35	0	11,025

V.2.6. Choix des armatures

Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	MAX A_s^{cal} et A_s^{min}	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
S/SOL	60x60	8,15	32,40	32,40	144	216	4T25 +8T16	35,69
RDC	60x60	8,72	32,40	32,40	144	216	4T25+8T16	35,69
1 ^{er} , 2 ^{eme}	55x55	16,88	27,225	27,225	121	181,5	4T20+8T16	28,65
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	50x50	15,64	22,5	22,5	100	150	12T16	24,13
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	45x45	16,46	18,225	18,225	81	121.5	4T16+8T14	20,35
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	40x40	11,14	14,40	14,40	64	96	4T14+8T12	15,21
9 ^{eme}	35x35	11,36	11,025	11,36	49	73,5	12T12	13,57

V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

a. Béton

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

b. Acier

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 MPa$
- Fissuration très préjudiciable :
 $\sigma_c = 0,8 * \bar{\sigma}_s = 0,8 \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 161,30 MPa$

Avec :

$$h = 1,6 \text{ pour les aciers H.A}$$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201,63 MPa$.

V.2.7.1. Vérification des contraintes

- **Position de l'axe neutre "y"**

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

- **Moment d'inertie "I"**

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

$$\text{Avec: } n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=27\text{cm} ; b=30\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa \end{cases} \quad [1]$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

a. (N^{max} , M^{corr}) :

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
S/SOL	60x60	-144,806	3,095	35,69	178.3	201,63	8.98	15	OK
RDC	60x60	-591,025	13,8543	35,69	167.56	201,63	9.50	15	OK
1 ^{er} , 2 ^{eme}	55x55	-433,83	17,7937	28,65	164.36	201,63	10.21	15	OK
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	50x50	-296,933	20,3456	24,13	140.30	201,63	9.35	15	OK
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	45x45	-177,203	20,5861	20,35	156	201,63	7.52	15	OK
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	40x40	-76,208	17,5	15,21	139.20	201,63	6.32	15	OK
9 ^{eme}	35x35	-33,411	20,6521	13,57	136.18	201,63	5.25	15	OK

b. (N^{min} , M^{corr}) :

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{min} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
S/SOL	60x60	-2058.362	2.55	35,69	190.5	201,63	9.20	15	OK
RDC	60x60	-1673.669	7.93	35,69	186.31	201,63	9.18	15	OK
1 ^{er} , 2 ^{eme}	55x55	-1537.914	11.47	28,65	181.01	201,63	8.59	15	OK
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	50x50	-1140.904	11.71	24,13	175.09	201,63	8.69	15	OK
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	45x45	-784.393	12.26	20,35	162.04	201,63	7.93	15	OK
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	40x40	-483.088	3.863	15,21	138.29	201,63	7.52	15	OK
9 ^{eme}	35x35	-217.84	3.03	13,57	132.63	201.3	6.25	15	OK

c. (M^{max} , N^{corr}) :

Tableau V.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{corr} (kN)	M_{ser}^{max} (kN.m)	Section A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
S/SOL	60x60	-2031,812	17,8371	35,69	200.2	201,63	10.23	15	OK
RDC	60x60	-1025,818	26,5436	35,69	190.80	201,63	11.58	15	OK
1 ^{er} , 2 ^{eme}	55x55	-1149,65	59,5028	28,65	178	201,63	9.50	15	OK
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	50x50	-809,276	56,9614	24,13	174.06	201,63	8.93	15	OK
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	45x45	-511,163	54,764	20,35	166.56	201,63	8.50	15	OK
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	40x40	-246,328	48,4201	15,21	149.93	201,63	7.56	15	OK
9 ^{eme}	35x35	-125,542	50,4472	13,57	153.30	201,63	6.12	15	OK

V.2.7.2 Vérification de l’effort tranchant

❖ **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 :

a. Selon le BAEL 91 modifié 99 [1]

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

b. Selon le RPA 99 version 2003 [2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d=0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
S/SOL	60x60	17,134	0,053	4,92	0,040	1	2,5	OK
RDC	60x60	24,351	0,075	5,10	0,075	1,875	2,5	OK
1 ^{er} , 2 ^{eme}	55x55	26,75	0,098	5,56	0,075	1,875	2,5	OK
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	50x50	29,434	0,131	6,12	0,075	1,875	2,5	OK
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	45x45	31,075	0,171	6,80	0,075	1,875	2,5	OK
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	40x40	29,247	0,203	7,65	0,075	1,875	2,5	OK
9 ^{eme}	35x35	28,899	0,262	8,74	0,075	1,875	2,5	OK

V.2.8. Ferraillage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**; elles sont données comme suit :

a. Selon CBA 93 : [4] (Art A.5.1.2.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

b. Selon le RPA99 version 2003 [2] (Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \phi_t \right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{cm}$ En zone nodale.

$S_t = 14\text{cm}$ En zone courante.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédente s si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.16 : Espacements maximaux selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _t (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
S/SOL	60x60	4T25 +8T16	16	10	15
RDC	60x60	4T25+8T16	16	10	15
1 ^{er} , 2 ^{eme}	55x55	4T20+8T16	16	10	15
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	50x50	12T16	16	10	15
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	45x45	4T16+8T14	14	10	15
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	40x40	4T14+8T12	12	10	15
9 ^{eme}	35x35	12T12	12	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Choix final des armatures transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	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)
S/SOL	60x60	2,065	4,92	3,75	17,134	N	10	0,54	6T10	4,71
						C	15	0,81	6T10	4,71
RDC	60x60	2,142	5,10	2,5	24,351	N	10	0,5	6T10	4,71
						C	15	0,75	6T10	4,71
1 ^{er} , 2 ^{eme}	55x55	2,142	5,56	2,5	26,75	N	10	0,55	6T10	4,71
						C	15	0,82	6T10	4,71
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	50x50	2,142	6,12	2,5	29,434	N	10	0,60	6T10	4,71
						C	15	0,90	6T10	4,71
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	45x45	2,142	6,80	2,5	31,075	N	10	0,63	6T10	4,71
						C	15	0,95	6T10	4,71
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	40x40	2,142	7,65	2,5	29,247	N	10	0,59	6T10	4,71
						C	15	0,87	6T10	4,71
9 ^{eme}	35x35	2,142	8,74	2,5	28,899	N	10	0,60	6T10	4,71
						C	15	0,88	6T10	4,71

c. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r = 50Ø₁ en zone III Pour :

- T25.....L_r=125 cm.
- T16.....L_r=80 cm.

V.2.9. Schémas de Ferrailage des poteaux

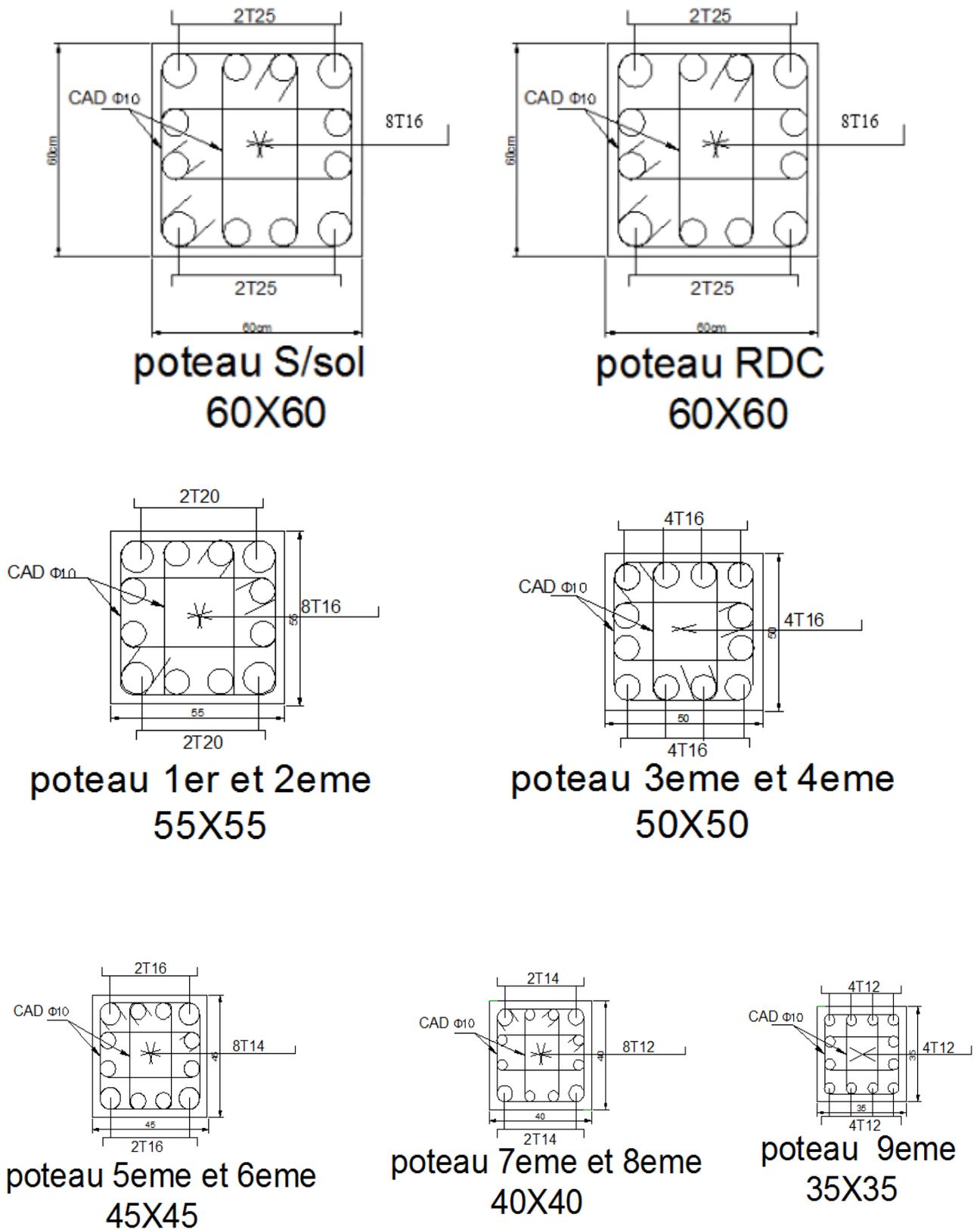


Figure. V.2 : Schémas de ferrailage des poteaux.

V.3. Ferraillage des poutres**V.3.1. Les combinaisons des charges**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons exigées par le " **CBA 93** ":

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$E.L.S : G + Q$$

- Combinaisons exigées par le " **RPA 99 version 2003** " :

$$0,8 G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3.2. Recommandations des règlements

Selon [1] Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% : $A_{s \text{ min}} = 0,5\%(b \times h)$
- $0,5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0,5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

Avec :

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

➤ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0,003.St.L$

L : longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

$$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12 \varphi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$

h : hauteur de la poutre.

φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

Tableau V.18 : Tableau des Contraintes.

<i>Situation</i>	<i>Béton</i>			<i>Acier</i>		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
<i>Durable</i>	1,5	25	14,2	1,15	400	348
<i>Accidentelle</i>	1,15	25	18,48	1	400	400

V.3.3. Calcul du ferraillage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **SAP2000 .14**.

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre principale 30 x 40 (cm²)
- Poutre secondaire 30 x 35 (cm²)

V.3.3.1. Le Ferraillage

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par « SOCOTEC » pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

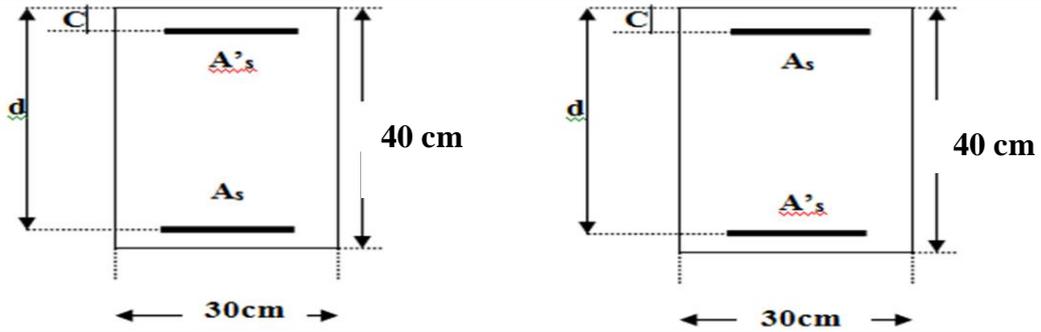


Figure V.3 : Représentation schématique de poutre en travée et sur appui (30×40).

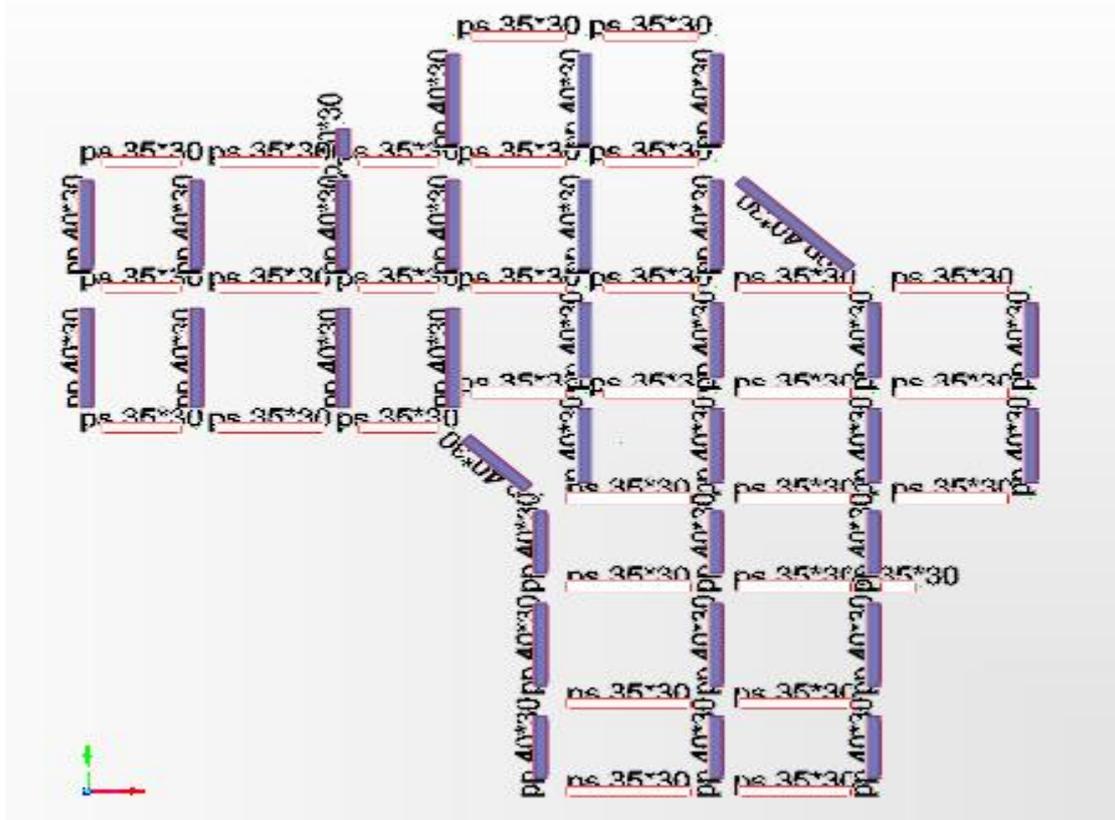


Figure V.4 : Représentation des poutres.

V.3.3.2. Poutre porteuse (30x 40)

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.19 : Ferraillage des Poutres 30x40 (Situation Durable)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_S^{min} (cm²)</i>
<i>Terrasse</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	63,77	5,27	0	6
		<i>Appui</i>	-100,01	8,62	0	6
<i>Etage courant</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	58,23	4,79	0	6
		<i>Appui</i>	-101,43	8,75	0	6

a. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.20 : Ferraillage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_S^{min} (cm²)</i>
<i>Terrasse</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	80,18	5,69	0	6
		<i>Appui</i>	-169,76	12,89	0	6
<i>Etage courant</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	125,68	9,22	0	6
		<i>Appui</i>	-191,68	14,83	0	6

b. Situation accidentelle : 0,8G+E

Tableau V.21 : Ferraillage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_S^{min} (cm²)</i>
<i>Terrasse</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	75,32	5,33	0	6
		<i>Appui</i>	-147,70	11,01	0	6
<i>Etage courant</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	126,83	9,31	0	6
		<i>Appui</i>	-171,64	13,05	0	6

V.3.3.3. Poutre non porteuse (30x 35)

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.22 : Ferraillage des Poutres 30x35 (Situation Durable).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
<i>Terrasse</i>	<i>30x35</i>	<i>Travée</i>	34,52	3,24	0	5,25
		<i>Appui</i>	-39,73	3,75	0	5,25
<i>Etage courant</i>	<i>30x35</i>	<i>Travée</i>	30,46	2,84	0	5,25
		<i>Appui</i>	-37,76	3,56	0	5,25

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.23 : Ferraillage des Poutres 30x35 (Situation Accidentelle).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
<i>Terrasse</i>	<i>30x35</i>	<i>Travée</i>	71,45	5,39	0	5,25
		<i>Appui</i>	-116,42	10,1	0	5,25
<i>Etage courant</i>	<i>30x35</i>	<i>Travée</i>	88,12	7,43	0	5,25
		<i>Appui</i>	-120,50	10,5	0	5,25

c. Situation accidentelle : 0,8G+E

Tableau V.24 : Ferraillage des Poutres 30x35 (Situation Accidentelle).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
<i>Terrasse</i>	<i>30x35</i>	<i>Travée</i>	72,57	6,03	0	5,25
		<i>Appui</i>	-107,17	9,21	0	5,25
<i>Etage courant</i>	<i>30x35</i>	<i>Travée</i>	87,84	7,4	0	5,25
		<i>Appui</i>	-112,23	9,69	0	5,25

V.3.4. Choix des armatures

V.3.4.1. Poutre porteuse (30x 40)

Tableau V.25 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x40.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	comb	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x40	Travée	ELU	63,78	48	72	6	5,27	4T16	8,04
		Appui	G+Q+E	-169,76				12,89	4T16+4T14	14,2
Etage courant	30x40	Travée	ELU	58,23	48	72	6	4,79	4T16	8,04
		Appui	G+Q+E	-191,68				14,83	8T16	16,08

V.3.4.2. Poutre non porteuse (30x 35)

Tableau V.26 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x35.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	comb	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x35	Travée	ELU	34,52	42	63	5,25	3,24	4T14	6,16
		Appui	G+Q+E	-116,42				10,1	4T16+2T14	11,12
Etage courant	30x35	Travée	ELU	30,46	42	63	5,25	2,84	4T14	6,16
		Appui	G+Q+E	-120,50				10,5	4T16+2T14	11,12

V.3.5. Vérification nécessaire pour les poutres

V.3.5.1. Condition de Non Fragilité

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1].$$

Avec : $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_c=400\text{MPa}$

Tableau V.27 : Vérification de la Condition de Non Fragilité.

Section (cm^2)	A_s choisi (cm^2)			A_s min (cm^2)	Vérification
	8,04	14,2	16,08		
30 x 40	8,04	14,2	16,08	1,30	Vérifiée
30 x 35	6,16	11,12	////	1,14	Vérifiée

V.3.5.2. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

- Peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe ; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe ; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

➤ Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. Sens porteur :

Tableau V.28 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
Terrasse	PP 30x40	Travée	46,81	7,03	15,00	179,5	201,6	vérifier
		Appui	-73,05	9,19		164		vérifier
Etage courant	PP 30x40	Travée	42,08	6,32	15,00	161,4	201,6	vérifier
		Appui	-73,33	8,9		146,5		vérifier

b. Sens non porteur :

Tableau V.29 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
Terrasse	PS 30x35	Travée	25,50	5,33	15,00	146,6	201,6	vérifier
		Appui	-28,95	5		94,7		vérifier
Etage courant	PS 30x35	Travée	22,07	4,61	15,00	126,9	201,6	vérifier
		Appui	-27,46	4,74		89,9		vérifier

V.3.5.3. Vérification de l'effort tranchant

❖ **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.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Poutres	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
Terrasse	PP	30x40	120,49	1,00	2,5	OK
	PS	30x35	86,85	0,82	2,5	OK
Etage courant	PP	30x40	237,05	1,97	2,5	OK
	PS	30x35	105,81	1,00	2,5	OK

V.3.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA99 v 2003 [2]

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

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = 1,00 \text{ cm}$$

On prend : Ø_t=8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.31 : Choix final des armatures transversales

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _l (mm)	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t BAEL (cm ²)	Choix
						S _t (cm)	S _t (cm)	ZN (cm)	ZC (cm)			
						ZN	ZC					
9 ^{ème}	PP 30x40	237,05	1,97	34,2	16	10	20	10	20	1,80	1,16	4T8
- RDC	PS 30x35	105,81	1,00	29,7	16	8,75	17,5	10	20	1,80	1,02	4T8

• **Recouvrement des armatures longitudinales**

On a : L_r = 50Ø (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø = 16mm..... L_r = 80cm.
- Ø = 14mm..... L_r = 70cm.

Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h > \frac{L_{max}}{10}$

Armatures supérieures : $h \geq \left[\begin{array}{l} \frac{L_{max}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L_{max}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Vérification de la flèche [2]

- On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

- Avec :
- Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.
- Tel que :
- f_i : La flèche due aux charges instantanées.
- f_v : La flèche due aux charges de longue durée.
- - Calcul de la flèche due aux déformations différées

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

- - Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

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

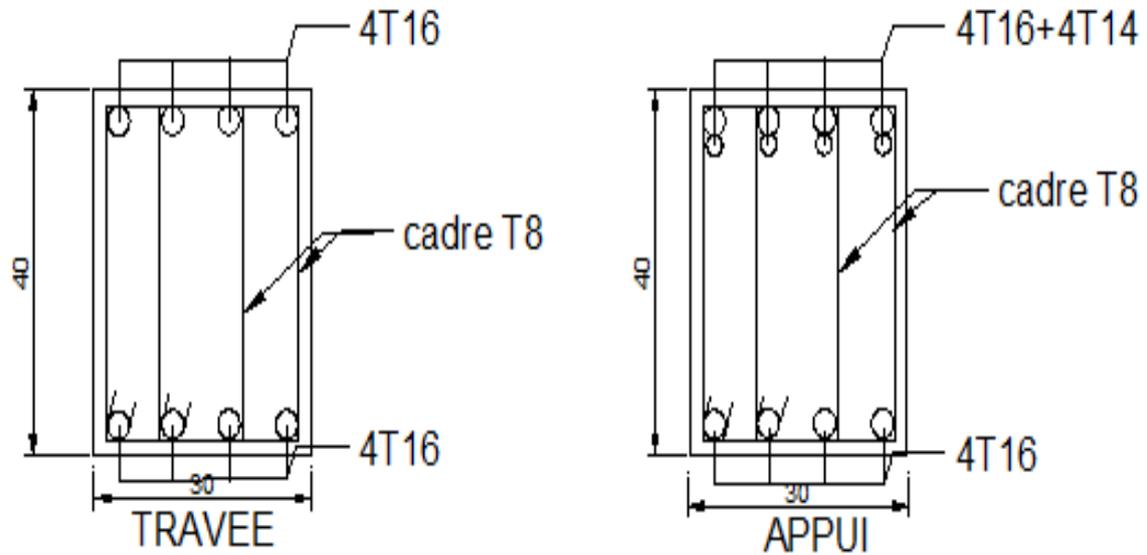
- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.32 : Vérification de la flèche

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
P.principale	30 x 40	46,81	8,04	0.007	153,21	3,43	1.37	0.874	486012,817
P.secondaire	30 x 35	25,50	6,16	0.006	125,44	3,70	1.83	0.868	296457,850
I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Obs			
133726,405	243296,152	3,56	5,81	2,25	10,72	OK			
77429,868	125984,622	2,02	3,70	1,68	8,90	OK			

V.3.7. Coupes de Ferraillage des poutres en travées et sur appuis

Plancher Terrasse



Plancher Courant

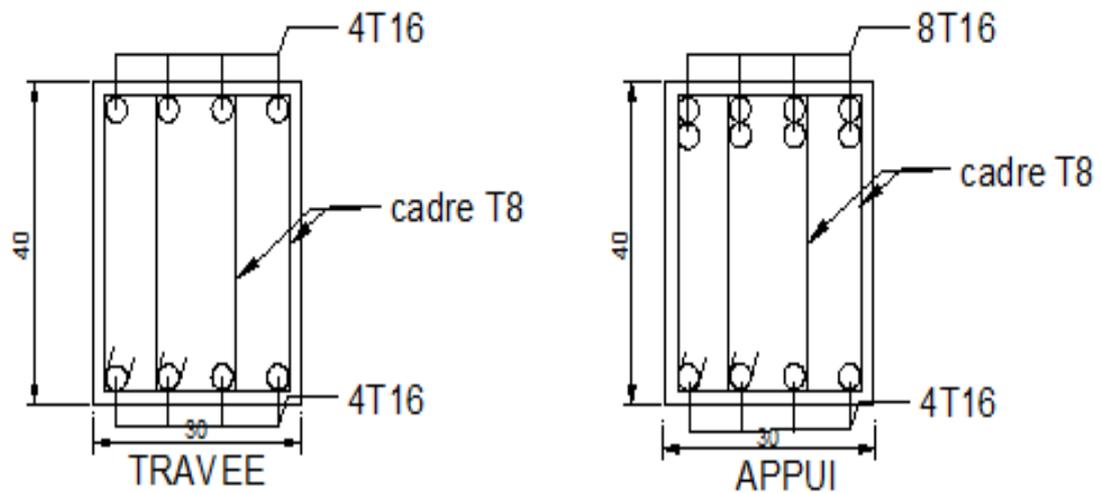
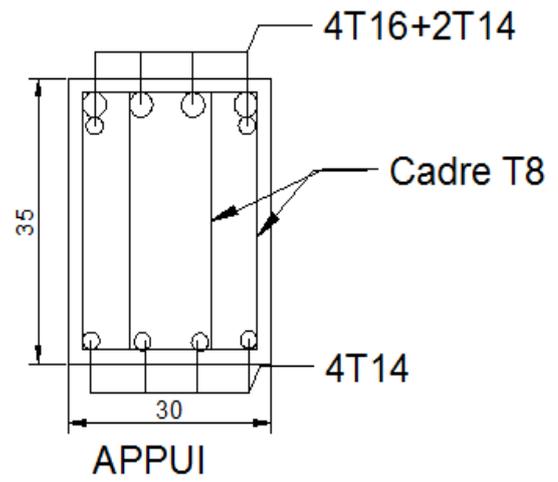
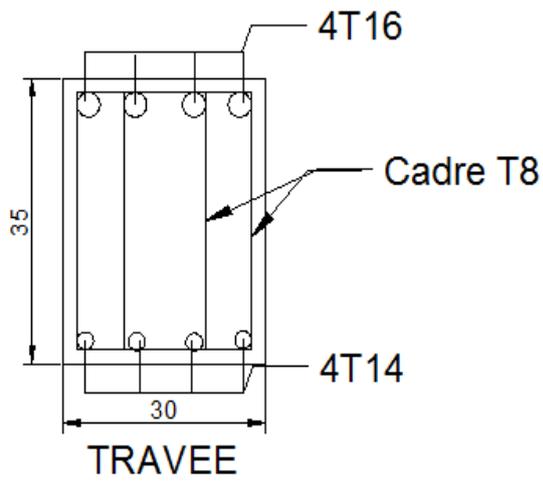


Figure V.5 : Disposition constructive des armatures des poutres principales en travées et sur appuis.

Plancher Terrasse



Plancher Courant

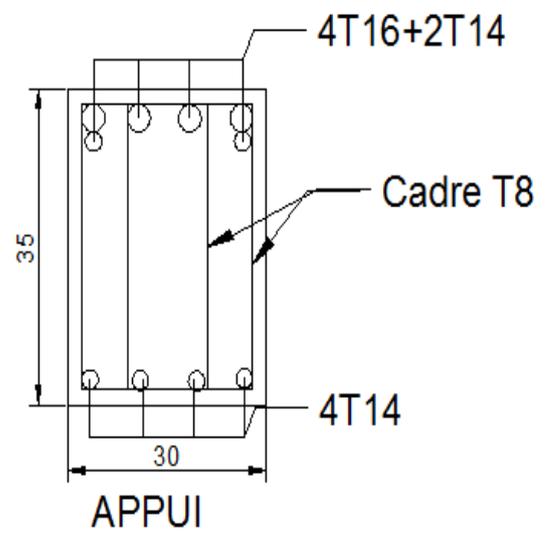
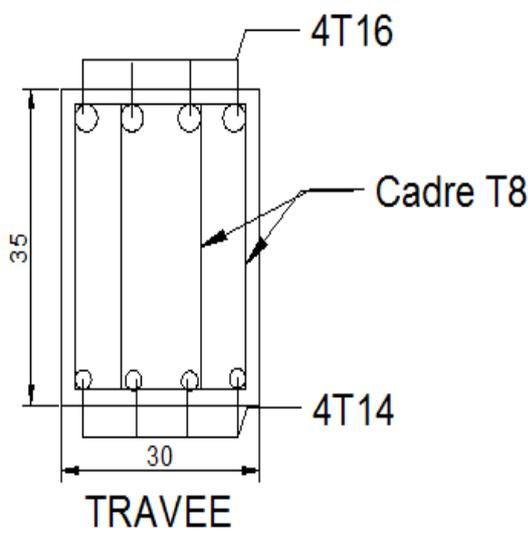


Figure V.6 : Disposition constructive des armatures des poutres secondaires en travées et sur appuis.

V.4.Ferraillage des voiles:**Méthode des contraintes (efforts N,M)****V.4.1. INTRODUCTION :**

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91 modifié 99** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99 version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage de ces voiles est déterminé par la méthode des efforts.

V.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.3. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto-stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.4. Ferraillage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

V.4.5. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons à Considérer dans notre cas sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.4.6. Prescriptions imposées par RPA 99/2003 :**1. Aciers verticaux :**

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99 version 2003** et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- c) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 20 cm ($s_t \leq 20\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

2. Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

- De l'élément de mur limité par des ouvertures.

3. Aciers transversaux :

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.33 : Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	8mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_l$	8mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

V.4.7. Règles générales :

Les armateurs doivent respectes les dispositions suivant :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5 \cdot e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile ; e=0.20cm

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

d) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- **40 ϕ** pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- **20 ϕ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{t,c} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_t \text{ et } \sigma_c) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15\% . e.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_t \text{ et } \sigma_c) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% e.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_t \text{ et } \sigma_c)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.8. Ferraillage :

- **Ferraillage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e ; \frac{2L}{3} \right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone tondue.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes par des efforts (N,M).

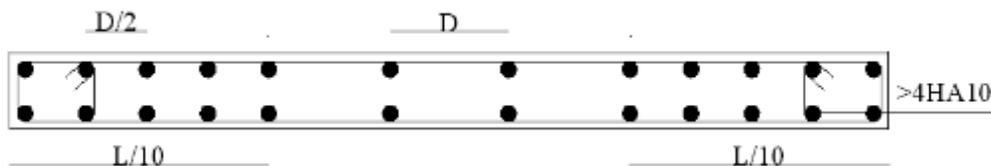


Figure V.07 : Disposition des armatures verticales dans les voile

- **Ferraillage Horizontal :**

Ces armatures doivent reprendre les efforts de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau} = 0,2.f_c \quad \bar{\tau} = 5MPa$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 V_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

e : épaisseur du voile

$$d = 0.9h$$

avec h : hauteur d'étage brute ($H_{étage} - h_{poutre}$).

Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

Pour le ferraillage on a partagé l'ouvrage en six zones.

Zone	Niveaux
1	RDC
2	1 ^{er} étage et 2 ^{ème} étage
3	3 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage
4	5 ^{ème} étage et 6 ^{ème} étage
5	7 ^{ème} étage et 8 ^{ème} étage
6	9 ^{ème} étage

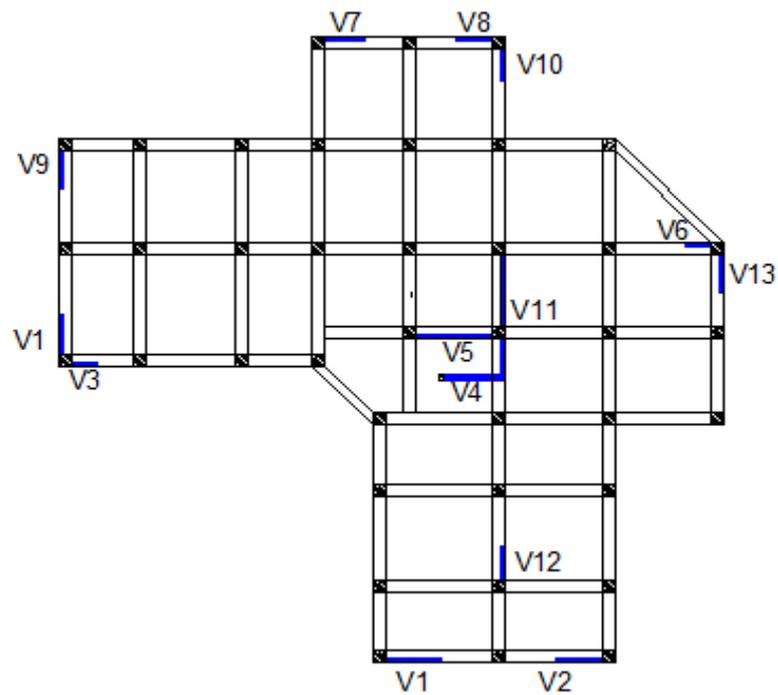


Figure. V.8: Disposition des voiles.

EXEMPLE D'APPLICATION :

" Voile V1 , Niveau 1 , RDC"

Ferraillage Vertical :

Détermination des sollicitations :

$M= 6509,8 \text{ KN. m}$

$P= 2570 \text{ KN}$

$$\sigma_c = \frac{P}{B} - \frac{M \cdot v'}{I} \quad , \quad \sigma_T = \frac{P}{B} + \frac{M \cdot v}{I}$$

Avec :

$L= 3,4 \text{ m} ; e= 0,2 \text{ m}$

$I= 1,02 \text{ m}^4$

$B= 0,92 \text{ m}^2$

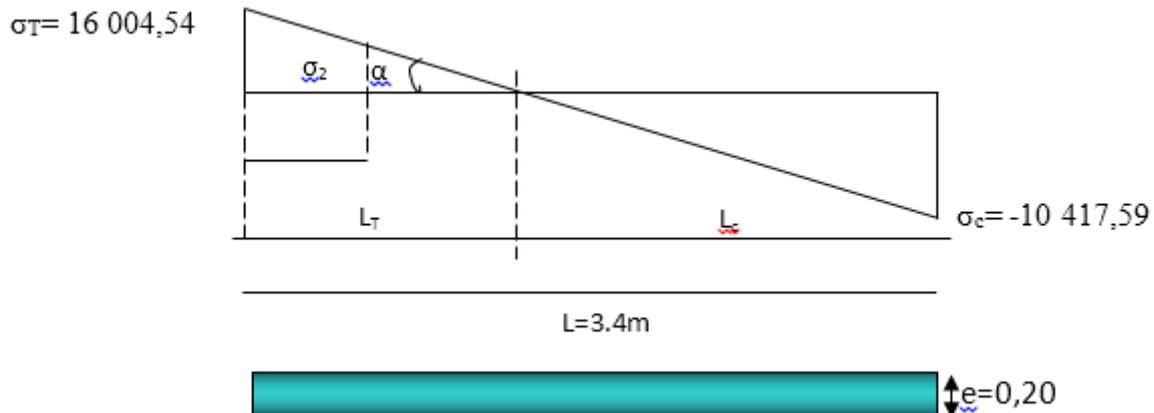
$v = 2,07 \text{ m}$

$$\sigma_T = \frac{P}{B} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{2570}{0,92} + \frac{6509,8 \times 2,07}{1,02}$$

$\sigma_T= 16\ 004,54 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_c = \frac{P}{B} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{2570}{0,92} - \frac{6509,8 \times 2,07}{1,02}$$

$\sigma_c= -10\ 417,59 \text{ KN.}$



Calcul de L_T et L_C :

$$L_T = L \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \right) = 3,4 \times \left(\frac{16004,54}{10417,59 + 16004,54} \right) = 2,06 \text{ m.}$$

$$L_C = L - L_T = 3,4 - 2,06 = 1,34 \text{ m.}$$

Armatures minimales de RPA 99/03:

D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1): $A_{RPA} = 0.20\% b \times L_T$

b : épaisseur du voile

L_T : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0,20 \times 2,06 = 8,24 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times B = 13,8 \text{ cm}^2$$

As Calculé :

$$P_{\text{traction}} = \sigma_T * L_T / 2 * e = 16004,54 * 2,06 / 2 * 0,2 = 3296,08$$

$$A_s = P_{\text{traction}} / \sigma_s = 3296,08 / 400 = 82,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s_{\text{tot}}} = A_s * L / L_t = 82,4 * 3,4 / 2,06 = 136 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 48T20 = 150,72 \text{ cm}^2$$

Espacement :

En zone courante : $\text{Esp} \leq \min(1,5e, 33) = 30 \text{ cm.}$

On choisit : $\text{Esp} = 20 \text{ cm.}$

Ferraillage horizontal :

$$L = 3,4 \text{ m}$$

$$L_t = 2,06 \text{ m}$$

$$h_{\text{brute}} = 2,71 \text{ m}$$

$$V = 533 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1,4 * 533 = 746,2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e.d} = \frac{746,8}{0,20 \cdot 2,44} = 1,53 \text{ Mpa} < 5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Le pourcentage minimal d'armatures est :

$$- 0.15\% \times e \times h \text{ si } \tau \leq 0,025.f_c = 0,625 \text{MPa} ;$$

$$- 0.25\% \times e \times h \text{ si } \tau \geq 0,025.f_c$$

Pourcentage = 1,53 MPa > 0,625MPa donc : $A_h = 0.25\% \times e \times h = 13,55 \text{ cm}^2$

$$A_h = 33,62 \text{ cm}^2$$

$$A_h / \text{face/ml} = A_h / (2 \times h) = 6,20 \text{ cm}^2$$

Le choix 6T12 = 6,79 cm²

L'espacement : $St \leq \min \{1,5e; 30\text{cm}\}$

$$St \leq \min \{30; 30\text{cm}\}$$

On adopte un espacement de $St = 15\text{cm}$

Ferraillage transversal :

$$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}.$$

Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_l$

Esp=30 cm

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

1-Tableaux de ferrillages Vertical :

Ferrailage des voiles longitudinaux (Armatures verticales) :

- **Voiles Niveau 1 : RDC. Tableau V.34 :** Calcul des armatures longitudinal du voile Niveau 1 (RDC)

voile	P(KN)	M(KN,m)	L(m)	I(m)	σ_T (KN/m ²)	σ_C (KN/m ²)	L _T (m)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	Esp (cm)	A _s min (cm ²)	A _s adoptées (cm ²)
V1X	2570	6509,8	3,40	1,02	16 004,54	-10 417,59	2,06	136	48T20	20	13,8	150,72
V2X	3016,95	5386,84	3,40	1,02	14 211,41	-7 652,82	2,21	120,8	60T16	13	13,8	121
V3X	2311,56	2265,65	2,10	0,25	15 465,00	-8 460,27	1,36	80,03	42T16	15	9,9	84,42
V4X	2195,12	2256,38	2,60	0,29	14 336,19	-5 893,42	1,84	93,31	34T20	20	7,8	106,76
V5X	8146,52	20374,76	4,80	3,97	17 974,54	-6 659,93	3,50	215,83	70T20	20	21,6	219,8
V6X	1797,4	642,05	2,10	0,25	6 113,36	-666,69	1,89	32,15	34T12	20	9,9	38,42
V7X	3939,9	6178,9	3,00	0,71	20 703,28	-11 322,57	1,94	155,23	50T20	15	12,6	157
V8X	2343,62	3894,6	3,00	0,71	12 883,07	-7 303,02	1,91	96,86	50T16	15	12,6	100,5
V9Y	2910,99	11442,87	4,00	1,61	19 785,65	-14 187,59	2,33	197,82	64T20	15	15,6	200,96
V10Y	2879,75	1934,93	2,10	0,25	14 579,69	-5 853,17	1,50	76,46	42T16	15	9,9	84,46
V11Y	9514,65	20652	6,70	7,46	15 193,94	-4 738,28	5,11	254,36	94T20	20	27,3	295
V12Y	1841,95	1925,25	2,10	0,25	12 956,15	-7 374,49	1,34	67,93	34T16	20	9,9	68,34
V13Y	1715,36	3310,1	2,90	0,64	11 349,84	-7 166,03	1,78	82,18	42T16	20	12,3	84,42

Chapitre V

Ferrailage des éléments porteurs

- **Voiles Niveau 2 : 1^{er} étage ,2^{ème} étage**

Tableau V.35 : Calcul des armatures longitudinal du voile Niveau 2 (1^{er} étage ,2^{ème} étage)

voile	P(KN)	M(KN,m)	L(m)	I(m)	σ_T (KN/m ²)	σ_C (KN/m ²)	L _T (m)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	Esp (cm)	A _s min (cm ²)	A _s adoptées (cm ²)
V1X	2384,08	4962,34	3,40	0,93	13 390,53	-7 846,15	2,11	112,26	56T16	15	12,9	112,56
V2X	2791,01	4053,36	3,40	0,93	11 918,68	-5 427,96	2,30	99,88	50T16	18	12,9	100,5
V3X	2118,17	1617,96	2,10	0,23	12 393,89	-5 333,32	1,43	63,66	34T16	20	9	68,34
V4X	1799,48	1662,16	2,60	0,29	10 911,60	-3 990,52	1,90	70,06	36T16	18	7,8	72,36
V5X	7998,03	14108,65	4,80	3,40	15 765,12	-3 738,01	3,80	185,20	72T20	20	19,95	226,1
V6X	1412,73	320,21	2,10	0,23	4 108,74	600,36	2,05	24,13	34T12	20	9	38,42
V7X	3635,52	4630,5	3,00	0,65	17 270,13	-7 948,28	2,02	127,37	44T20	20	11,7	138,16
V8X	2139,37	2767,96	3,00	0,65	10 280,15	-4 794,59	2,01	75,81	44T16	20	11,7	88,44
V9Y	2477,39	6296,17	3,10	0,71	19 236,22	-13 042,74	1,82	146,48	48T20	18	12	150,72
V10Y	2466,84	1410,81	2,10	0,23	11 840,19	-3 617,39	1,57	60,69	34T16	20	9	68,34
V11Y	8459,33	16512,51	6,70	6,73	13 559,00	-3 665,05	5,20	223,53	112T16	15	25,65	225,12
V12Y	1649	1380,79	2,10	0,23	10 312,66	-4 815,99	1,40	52,75	34T16	20	9	68,34
V13Y	1535,79	2278,31	2,90	0,58	8 777,14	-4 735,59	1,85	62,57	42T14	20	11,4	64,68

- **Voiles Niveau 3 : 3^{ème} étage ,4^{ème} étage**

Tableau V.36 : Calcul des armatures longitudinal du voile Niveau 3 (3^{ème} étage ,4^{ème} étage)

voile	P(KN)	M(KN,m)	L(m)	I(m)	σ_T (KN/m ²)	σ_C (KN/m ²)	L _T (m)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	Esp (cm)	A _s min (cm ²)	A _s adoptées (cm ²)
V1X	1893,75	2813,37	3,40	0,84	8 735,03	-4 059,10	2,25	72,16	48T14	20	12,15	73,92
V2X	2167,1	2165,22	3,40	0,84	7 598,73	-2 247,87	2,70	62,71	48T14	20	12,15	73,92
V3X	1618,24	1073,53	2,10	0,20	9 383,43	-3 498,93	1,46	46,80	34T14	20	8,25	52,36
V4X	1211,22	857,12	2,60	0,29	6 171,53	-1 512,99	2,09	40,08	36T12	18	7,8	43,12
V5X	4923,22	7396,34	4,80	2,89	9 921,79	-1 850,93	3,88	114	72T16	20	18,3	144,72
V6X	959,24	135,57	2,10	0,20	2 557,49	930,65	2,00	17,44	34T10	20	8,25	26,86
V7X	2732,68	2768,94	3,00	0,58	11 859,26	-4 372,46	2,12	85,93	44T16	20	10,95	88,44
V8X	1898,4	1570	3,00	0,58	7 202,27	-2 001,18	2,27	52,20	50T12	15	10,95	56,5
V9Y	1737,89	2148,24	2,60	0,38	11 040,51	-5 693,15	1,65	68,98	38T16	20	9,75	76,38
V10Y	1768,63	992	2,10	0,20	9 167,69	-2 736,31	1,54	45,84	34T14	20	8,25	52,36
V11Y	5893,54	8846,07	6,70	6,06	8 704,99	-1 338,07	5,63	141,55	98T14	20	24	150,92
V12Y	1284,93	1006,33	2,10	0,20	8 374,22	-3 701,74	1,39	41,78	34T14	20	8,25	52,36
V13Y	1243,24	1108,07	2,60	0,38	6 228,32	-2 402,96	1,80	39,01	38T12	20	9,75	42,94

- **Voiles Niveau 4 : 5^{ème} étage ,6^{ème} étage.**

Tableau V.37 :Calcul des armatures longitudinal du voile Niveau 4 (5^{ème} étage ,6^{ème} étage)

voile	P(KN)	M(KN,m)	L(m)	I(m)	σ_T (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	Esp (cm)	A _s min (cm ²)	A _s adoptées (cm ²)
V1X	1331,8	1486,21	3,40	0,76	5 331,01	-1 826,27	2,42	43,32	48T12	20	11,4	54,24
V2X	1468,84	1061,43	3,40	0,76	4 488,50	-623,13	2,85	36,51	48T10	20	11,4	37,92
V3X	1088,31	644,55	2,10	0,18	6 258,77	-1 905,53	1,49	30,61	34T12	20	7,5	38,42
V4X	877,17	482,89	2,60	0,29	3 851,54	-477,81	2,31	25,06	34T10	20	7,8	26,86
V5X	3014,56	3599,72	4,80	2,45	5 973,62	-638,11	4,07	67,13	74T12	20	16,95	83,62
V6X	810,4	61,76	2,10	0,18	2 011,95	1 229,65	1,95	15,80	34T10	20	7,5	26,86
V7X	1716,5	1635,18	3,00	0,52	7 618,48	-2 569,95	2,13	54,31	44T14	20	10,2	67,76
V8X	1312,52	916,21	3,00	0,52	4 784,52	-924,17	2,39	28,57	44T10	20	10,2	34,76
V9Y	1172,27	1100,94	2,60	0,34	6 519,45	-2 611,88	1,75	39,91	40T12	20	9	45,2
V10Y	1007,7	578,1	2,10	0,18	5 676,70	-1 645,90	1,51	27,7	34T12	20	7,5	38,42
V11Y	3705,87	3989,73	6,70	5,47	4 890,36	18,08	6,70	78,53	100T10	20	22,65	79
V12Y	933,39	656,93	2,10	0,18	6 027,34	-2 293,78	1,41	29,42	34T12	20	7,5	38,42
V13Y	877,3	683,2	2,60	0,34	4 295,44	-1 371,10	1,86	26,26	40T10	20	9	31,6

- Voiles Niveau 5 : 7^{ème} étage ,8^{ème} étage.

Tableau V.38 :Calcul des armatures longitudinal du voile Niveau 5 (7^{ème} étage ,8^{ème} étage)

voile	P(KN)	M(KN,m)	L(m)	I(m)	σ_T (KN/m ²)	σ_C (KN/m ²)	L _T (m)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	Esp (cm)	A _s min (cm ²)	A _s adoptées (cm ²)
V1X	760,85	632,77	3,40	0,69	2 670,76	-557,29	2,65	21,34	50T10	20	10,8	39,5
V2X	800,81	389,98	3,40	0,69	2 106,97	117,50	3,40	17,80	50T10	20	10,8	39,5
V3X	593,63	367	2,10	0,15	3 932,90	-1 351,90	1,41	18,73	32T10	20	6,9	25,28
V4X	568,96	325,83	2,60	0,29	2 554,77	-366,46	2,27	16,63	34T10	20	7,8	26,86
V5X	1896,3	2155,6	4,80	2,06	4 125,46	-478,73	3,94	45,41	74T10	20	15,6	55,3
V6X	573,18	51,01	2,10	0,15	1 613,32	878,77	2,10	11,84	32T10	20	6,9	25,28
V7X	764,36	646,55	2,60	0,30	4 252,85	-1 522,99	1,77	25,47	40T10	20	8,4	31,6
V8X	677,25	327,8	2,60	0,30	2 673,55	-254,80	2,19	16,05	40T10	20	8,4	31,6
V9Y	636,24	601,78	2,60	0,30	3 824,09	-1 551,81	1,71	22,90	40T10	20	8,4	31,6
V10Y	492,38	339,89	2,10	0,15	3 517,60	-1 376,82	1,37	16,65	32T10	20	6,9	25,28
V11Y	2111,66	2173,71	6,70	4,94	2 921,56	52,61	6,70	46,84	100T10	20	21,3	79
V12Y	578,88	386,6	2,10	0,15	4 041,95	-1 525,09	1,38	19,19	32T10	20	6,9	25,28
V13Y	513,15	354,54	2,60	0,30	2 499,95	-667,27	1,89	15,03	40T10	20	8,4	31,6

- **Voiles Niveau 6 : 9^{ème} étage.**

Tableau V.39 : Calcul des armatures longitudinal du voile Niveau 6 (9^{ème} étage)

voile	P(KN)	M(KN,m)	L(m)	I(m)	σ_T (KN/m ²)	σ_C (KN/m ²)	L _T (m)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	Esp (cm)	A _s min (cm ²)	A _s adoptées (cm ²)
V1X	218,71	274	3,40	0,62	1 064,08	-420,82	2,26	8,36	50T10	20	10,2	39,5
V2X	211,77	197,14	3,40	0,62	845,61	-222,76	2,49	6,66	50T10	20	10,2	39,5
V3X	156,67	126,95	2,10	0,13	1 369,09	-623,05	1,27	6,33	32T10	20	6,3	25,28
V4X	119	51,33	2,60	0,29	458,95	-1,25	2,59	2,98	34T10	20	7,8	26,86
V5X	1164,39	1399,16	4,80	1,74	2 941,75	-515,94	3,66	31,61	74T10	20	14,4	55,3
V6X	241,94	9,33	2,10	0,13	649,25	502,84	1,85	5,33	32T10	20	6,3	25,28
V7X	206,58	223	2,60	0,26	1 495,12	-700,58	1,60	8,78	40T10	20	7,8	31,6
V8X	276,88	134,39	2,60	0,26	1 194,07	-129,15	2,12	7,01	40T10	20	7,8	31,6
V9Y	170,4	286,69	2,60	0,26	1 739,09	-1 083,70	1,45	10,19	40T10	20	7,8	31,6
V10Y	132,4	169,42	2,10	0,13	1 644,53	-1 014,06	1,14	7,62	32T10	20	6,3	25,28
V11Y	839,18	1014,6	6,70	4,47	1 348,05	-95,54	5,79	20,89	100T10	20	20,1	79
V12Y	209,9	182,7	2,10	0,13	1 933,25	-933,73	1,25	8,92	32T10	20	6,3	25,28
V13Y	162,17	117,75	2,60	0,26	891,56	-267,83	1,81	5,23	40T10	20	7,8	31,6

2-Tableaux de ferrailage Horizontal et Armateurs de Couture :

- **Voiles Niveau 1 : RDC. Tableau V.40:** Calcul des armatures horizontal et armateurs de couture du voile Niveau 1 (RDC)

voiles	V (KN)	V ⁻ (KN)	τ_u (kn/m ²)	$\overline{\tau_u}$ MP	d (cm)	h _{brute} (cm)	σ (kn/m ²)	A _h (T12) (cm ²)	A _{h min} (cm)	st (cm)	A _{vj} Couture (cm ²)	Choix
V1X	533	746,2	1529,725	5	243,9	271	2793,47826	33,628941	13,5	15	14,6575	36T10
V2X	563,3	789,2	1617,921	5	243,9	271	3279,29348	36,799963	13,5	15	15,502575	48T10
V3X	245,83	344,6	705,5391	5	243,9	271	3502,36364	23,909872	13,5	15	6,760325	30T10
V4X	397,15	556,1	1139,831	5	243,9	271	4221,38462	33,176356	13,5	15	10,921625	34T10
V5X	1542,8	2159	4427,248	5	243,9	271	5657,30556	88,118129	13,5	10	42,42095	46T10
V6X	246,1	344,4	706,3140	5	243,9	271	2723,33333	20,965897	13,5	20	6,76775	22T10
V7X	607,37	850,3	1743,169	5	243,9	271	4690,35714	44,039218	13,5	15	16,702675	38T10
V8X	639,95	895,9	1836,674	5	243,9	271	2790,02381	38,237131	13,5	15	17,598625	38T10
V9Y	1564,7	2190	4575,058	5	239,4	266	2799,02885	78,032408	13,3	10	43,028425	52T12
V10Y	172,3	241,2	503,8011	5	239,4	266	4363,25758	23,693460	13,3	15	4,73825	30T10
V11Y	1897,5	2656	5548,245	5	239,4	266	5227,82967	101,45880	13,3	10	52,18125	70T12
V12Y	225,46	315,6	660,3430	5	239	266	2790,83333	20,151094	13,3	20	6,20015	26T10
V13Y	456	638,4	1333,333	5	239,4	266	2091,90244	27,493576	13,3	15	12,54	30T10

Chapitre V

Ferrailage des éléments porteurs

- **Voiles Niveau 2 : 1^{er} étage ,2^{ème} étage.**

Tableau V.41 : Calcul des armatures horizontal et armateurs de couture du voile Niveau 2 (1^{er} étage ,2^{ème} étage)

voiles	V (KN)	V ⁻ (KN)	τ_u (kn/m ²)	$\overline{\tau_u}$ (M Pa)	d (cm)	h _{brute} (cm)	σ (kn/m ²)	A _h (T12) (cm ²)	A _{h min} (cm ²)	St (cm)	A _{vj} Couture (cm ²)	Choix
V1X	517,1	725,074	1486,416	5	243,9	271	2591,39	32,21	13,55	15	14,24	44T10
V2X	591,7	828,38	1698,195	5	243,9	271	3033,70	37,076	13,55	15	16,27	38T10
V3X	178,7	249,298	511,0660	5	243,9	271	3209,34	19,8	13,55	15	4,89	22T10
V4X	368,2	516,348	1058,523	5	243,9	271	3460,53	29,06	13,55	15	10,14	36T10
V5X	1996	2795,198	5730,213	5	243,9	271	5554,18	107,34	13,55	10	54,90	48T14
V6X	195,5	273,49	560,6601	5	243,9	271	2140,5	16,56	13,55	20	5,37	22T10
V7X	581	813,4	1667,486	5	243,9	271	4328	41,52	13,55	15	15,97	32T10
V8X	659	922,6	1891,348	5	243,9	271	2546,86	38,13	13,55	15	18,12	32T10
V9Y	961,3	1345,862	2810,906	5	239,4	266	2382,10	50,40	13,3	15	26,43	36T10
V10Y	166,7	233,338	487,3391	5	239,4	266	3737,63	21,125	13,3	20	4,58	22T10
V11Y	2579	3611,244	7542,280	5	239,4	266	4647,98	128,76	13,3	10	70,93	88T12
V12Y	186,7	261,198	546,4393	5	239	266	2498,48	17,37	13,3	20	5,13	22T10
V13Y	399,2	558,88	1167,251	5	239,4	266	1872,91	24,22	13,3	15	10,9	30T10

- **Voiles Niveau 3 : 3^{ème} étage ,4^{ème} étage.**

Tableau V.42 : Calcul des armatures horizontal et armateurs de couture du voile Niveau 3 (3^{ème} étage ,4^{ème} étage)

voiles	V (KN)	V ⁻ (KN)	τ_u (kn/m ²)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	d (cm)	h _{brute} (cm)	σ (kn/m ²)	A _h (T12) (cm ²)	A _{h min} (cm ²)	St (cm)	A _{vj} Couture (cm ²)	choix
V1X	400,4	560,7	1149,561	5	243,9	271	2058,42	25,11	13,55	15	11,01485	36T10
V2X	441,7	617,6	1266,170	5	243,9	271	2355,54	27,99	13,55	15	12,132175	36T10
V3X	164,4	229,7	471,0865	5	243,9	271	2451,87	16,39	8,13	20	4,51385	22T10
V4X	250,1	351,1	719,8318	5	243,9	271	2329,26	19,67	13,55	20	6,897275	36T10
V5X	1598,83	2238,	4588,687	5	243,9	271	3418,90	82,07	13,55	10	43,967825	48T12
V6X	167,8	235,1	482,1074	5	243,9	271	1453,39	12,77	8,13	20	4,61945	22T10
V7X	469,8	657,8	1348,569	5	243,9	271	3253,19	32,6	13,55	15	12,9217	32T10
V8X	551,2	771,7	1582,017	5	243,9	271	2260	32,39	13,55	15	15,15855	38T10
V9Y	403,9	564,7	1179,502	5	239,4	266	1671,04	23,65	13,3	15	11,093225	26T10
V10Y	163,5	229,3	479,0935	5	239,4	266	2679,74	17,05	7,98	20	4,505875	22T10
V11Y	2201,78	3082,	6437,953	5	239,4	266	3238,20	107,19	13,3	10	60,54895	74T12
V12Y	199,7	278,8	583,3430	5	239	266	1946,86	15,870	7,98	20	5,477175	22T10
V13Y	213	298,2	622,8070	5	239,4	266	1516,14	14,849	13,3	20	5,8575	26T10

- **Voiles Niveau 4 : 5^{ème} étage ,6^{ème} étage.**

Tableau V.43 : Calcul des armatures horizontal et armateurs de couture du voile Niveau 4 (5^{ème} étage ,6^{ème} étage)

voiles	V (KN)	V ⁻ (KN)	τ_u (kn/m ²)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	d (cm)	h _{brute} (cm)	σ (kn/m ²)	A _h (T12) (cm ²)	A _{h min} (cm ²)	St (cm)	A _{vj} Couture (cm ²)	Choix
V1X	342,6	478,8	981,722	5	243,9	271	1447,60	20,2722184	13,55	20	9,40665	36T10
V2X	378,6	530,1	1086,82	5	243,9	271	1596,56	22,4197051	13,55	20	10,4137	36T10
V3X	141,5	198,1	406,166	5	243,9	271	1648,95	12,3708159	8,13	20	3,8918	22T10
V4X	203,2	284,5	583,275	5	243,9	271	1686,86	15,1811311	8,13	20	5,588825	34T10
V5X	1111	1559	3197,52	5	243,9	271	2093,44	56,0827044	8,13	15	30,638025	50T10
V6X	151,7	212,7	436,158	5	243,9	271	1227,87	11,2247977	8,13	20	4,179175	22T10
V7X	404,3	566,9	1162,16	5	243,9	271	2043,45	25,2494542	13,55	20	11,135575	32T10
V8X	465,8	651,2	1335,07	5	243,9	271	1562,52	26,0282063	13,55	20	12,79245	32T10
V9Y	313,5	438,5	915,935	5	239,4	266	1127,18	17,7327498	13,3	20	8,614375	28T10
V10Y	162,7	227,7	475,643	5	239,4	266	1526,81	12,7144491	7,98	20	4,473425	22T10
V11Y	1622,	2272	4745,38	5	239,4	266	2036,19	77,7085806	13,3	15	44,6303	76T10
V12Y	190,3	266,4	557,364	5	239	266	1414,22	13,5028115	7,98	20	5,23325	22T10
V13Y	189,2	264,8	553,216	5	239,4	266	1069,87	12,1591621	7,98	20	5,203	28T10

- **Voiles Niveau 5 : 7^{ème} étage ,8^{ème} étage.**

Tableau V.44 : Calcul des armatures horizontal et armateurs de couture du voile Niveau 5 (7^{ème} étage ,8^{ème} étage)

voiles	V (KN)	V ⁻ (KN)	τ_u (kn/m ²)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	d (cm)	h _{brute} (cm)	σ (kn/m ²)	A _h (T10) (cm ²)	A _{h min} (cm ²)	St (cm)	A _{vj} Couture (cm ²)	Choix
V1X	231	323,4	662,976	5	243,9	271	827,010	13,1187813	13,55	20	6,3525	38T10
V2X	248,6	348,0	713,489	5	243,9	271	870,445	14,0440667	13,55	20	6,8365	38T10
V3X	123,2	172,5	353,731	5	243,9	271	899,439	8,73771094	8,13	20	3,389375	20T10
V4X	165,9	232,3	476,338	5	243,9	271	1094,15	11,3223835	8,13	20	4,564175	22T10
V5X	854,6	1196	2452,98	5	243,9	271	1316,87	41,9268937	13,55	15	23,503975	50T10
V6X	163,2	228,4	468,388	5	243,9	271	868,454	10,346389	8,13	20	4,488	20T10
V7X	206,7	289,4	593,407	5	243,9	271	909,952	12,386054	13,55	20	5,6859	28T10
V8X	248,6	348,1	713,718	5	243,9	271	806,25	13,8039652	13,55	20	6,8387	28T10
V9Y	252,6	353,7	738,801	5	239,4	266	611,769	13,1956957	13,3	20	6,948425	28T10
V10Y	151,8	212,5	443,918	5	239,4	266	746,030	9,33796791	7,98	20	4,17505	20T10
V11Y	1016,	1422	2971,28	5	239,4	266	1160,25	48,2294212	13,3	15	27,94495	76T10
V12Y	165,1	231,1	483,644	5	239	266	877,090	10,4131029	7,98	20	4,541075	20T10
V13Y	154	215,6	450,292	5	239,4	266	625,792	8,98440054	7,98	20	4,235	28T10

- **Voiles Niveau 6 : 9^{ème} étage.**

Tableau V.45 : Calcul des armatures horizontal et armateurs de couture du voile Niveau 6 (9^{ème} étage)

Voiles	V (KN)	V ⁻ (KN)	τ_u (kn/m ²)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	d (cm)	h _{brute} (cm)	σ (kn/m ²)	A _h (T10) (cm ²)	A _{h min} (cm ²)	St (cm)	A _{vj} Couture (cm ²)	Choix
V1X	108,8	152	311,627	5	243,9	271	237,728	5,59329002	20	8,13	2,98595	38T10
V2X	104,2	146,4	300,262	5	243,9	271	230,184	5,39355895	20	8,13	2,87705	38T10
V3X	63,6	89,04	182,533	5	243,9	271	237,378	3,64838387	20	8,13	1,749	20T10
V4X	29,73	41,62	85,3259	5	243,9	271	228,846	2,15249254	20	8,13	0,817575	22T10
V5X	437,3	612,6	1256,01	5	243,9	271	808,604	21,9774031	20	13,55	12,034825	50T10
V6X	95,62	133,8	274,432	5	243,9	271	366,575	5,52213742	20	8,13	2,62955	20T10
V7X	111,3	156,7	321,242	5	243,9	271	245,928	5,76915508	20	8,13	3,078075	28T10
V8X	107,4	149,8	307,207	5	243,9	271	329,619	5,87538045	20	8,13	2,9436	28T10
V9Y	103,9	144,4	301,725	5	239,4	266	163,846	5,06861784	20	7,98	2,837725	28T10
V10Y	144,4	202,6	423,216	5	239,4	266	200,606	7,0008821	20	7,98	3,98035	20T10
V11Y	461,8	646,2	1349,64	5	239,4	266	461,087	21,6615338	20	13,3	12,69345	76T10
V12Y	134	187,6	392,468	5	239	266	318,030	6,98378649	20	7,98	3,685	20T10
V13Y	83,5	116,9	244,152	5	239,4	266	197,768	4,34414141	20	7,98	2,29625	28T10

V.4.9. Schéma de ferrailage des voiles :

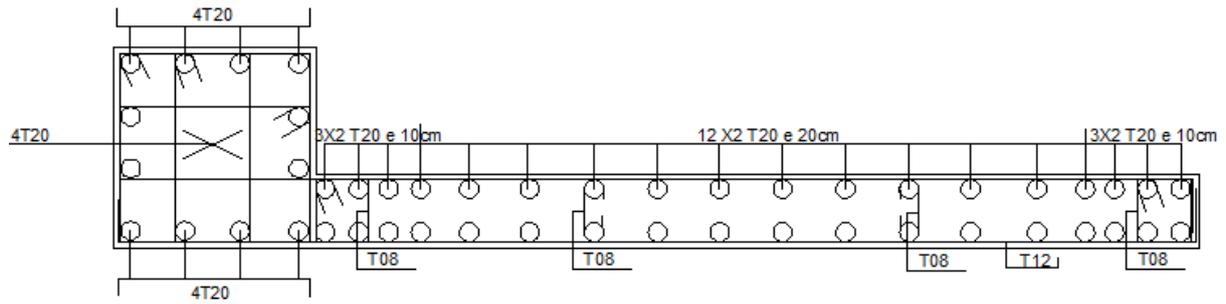


Figure V.9 : voile 1 RDC (P 60x60)

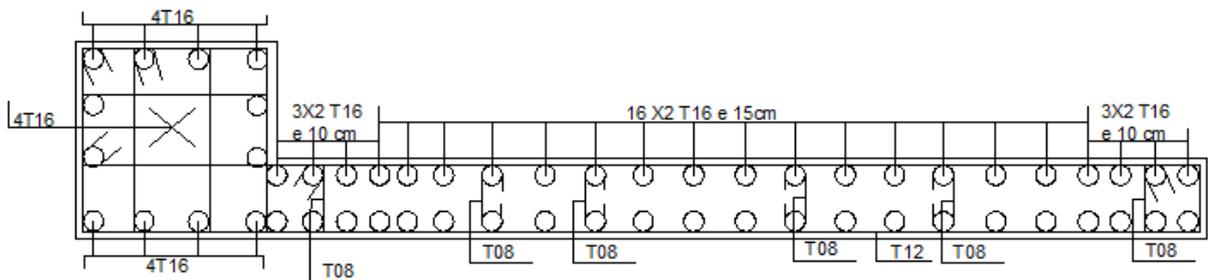


Figure V.10 : voile 1 ,1^{er} étage et 2^{ème} étage (P 55x55)

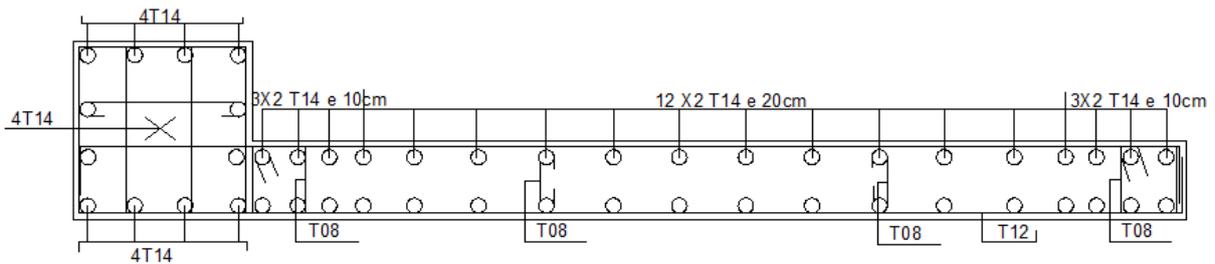


Figure V.11 : voile 1 ,3^{ème} étage et 4^{ème} étage (P 50x50)

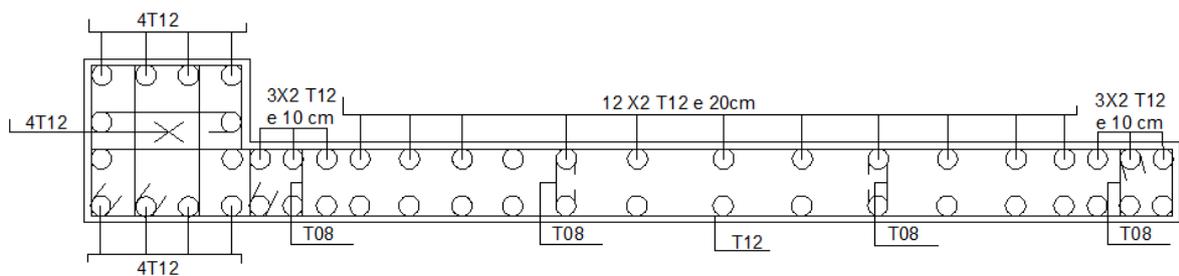


Figure V.12 : voile 1 ,5^{ème} étage et 6^{ème} étage (P 45x45)

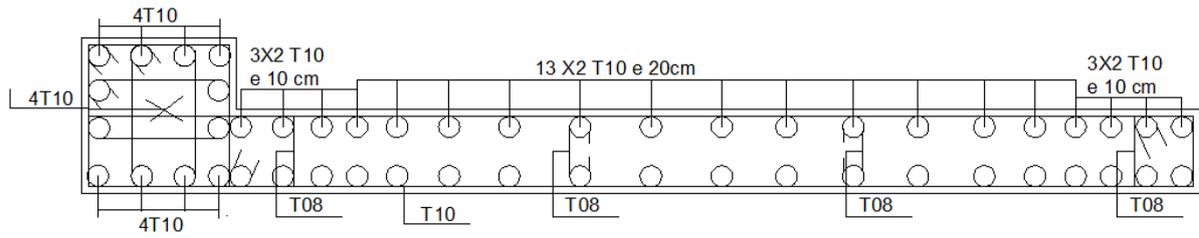


Figure V.13 : voile 1 , 7^{ème} étage et 8^{ème} étage (P 40x40)

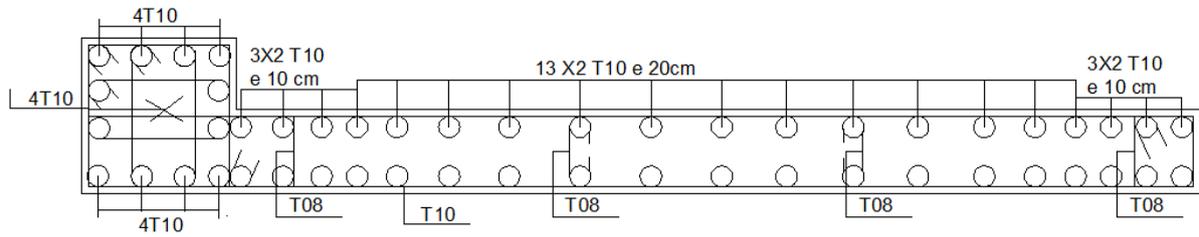


Figure V.14 : voile 1 , 9^{ème} étage (P 35x35)

VI.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions et réalisations découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations.

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VI.2. FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

La nature et le poids de la superstructure.

La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 1,93 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous avons conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.4. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.5. CALCULE DES FONDATIONS

Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la superstructure) + N_2 (sous-sol) calculé par la combinaison $[G+Q]$.

VI.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE

VI.6.1. 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 $A=B \Rightarrow S=A^2$

Avec : $A = B = \sqrt{S}$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2,00 \text{ bar}$

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Effort normale revenant au RDC :

→ $N_1 \text{ (RDC)} = 46328,355\text{kN}$

Effort normal revenant au sous-sol et bas sous-sol :

→ $N_{2 \text{ sous sol}} = 6754,349\text{kN}$

Donc l'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = N_1 \text{ (RDC)} + N_2 \text{ (sous-sol)} = 53082,704\text{kN}$$

D'où $S \geq \frac{53082,704}{200} \Rightarrow S = 265,41 \text{ m}^2$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{265,41} = 16,30 \text{ m} \Rightarrow B = 16,30\text{m}$$

Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,5 \cdot B$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{min} = 3 \text{ m} < 1,5 \cdot B = 24,45 \text{ m} \dots \dots$ non vérifie

Conclusion :

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.6.2. Semelles Filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\frac{N}{b_{SF} \cdot L_{SF}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$ avec $L_{SF} = L + b_{SF}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B_{SF} \cdot L_{SF}$

B_{SF} : Largeur de la semelle.

L_{SF} : Longueur du fil considéré.

L : Longueur entre axe des poteaux

Lors : $B \geq \frac{N}{L_{sf} \cdot \sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	S(m²)	L(m)	B(m)	B^{choisie}(m)
1	3780,4	19,11	9,1	2,07	2,10
2	4050,9	20,93	9,1	2,22	2,30
3	3850,55	19,57	9,1	2,11	2,15
4	5000,19	26,8	13,40	1,86	2,00
5	4804,87	26	10	2,40	2,60
6	9167,02	48,8	12,2	3,75	4,00
7	12952,29	67,08	25,8	2,51	2,60
8	8978,67	46,44	17,2	2,61	2,70
9	4381	22,32	7,2	3,04	3,10

Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 2 \cdot B$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{min} = 3,00m < 2 \cdot B = 8m$ non vérifié

Il faut vérifier que $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{297,05}{403,14} = 73,68\% > 50\%$$

Conclusion

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

Donc tout nous a obligé adopté pour un radier [4]

VI.6.3. Radier Général

A. Introduction

Un radier est une dalle pleine constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction

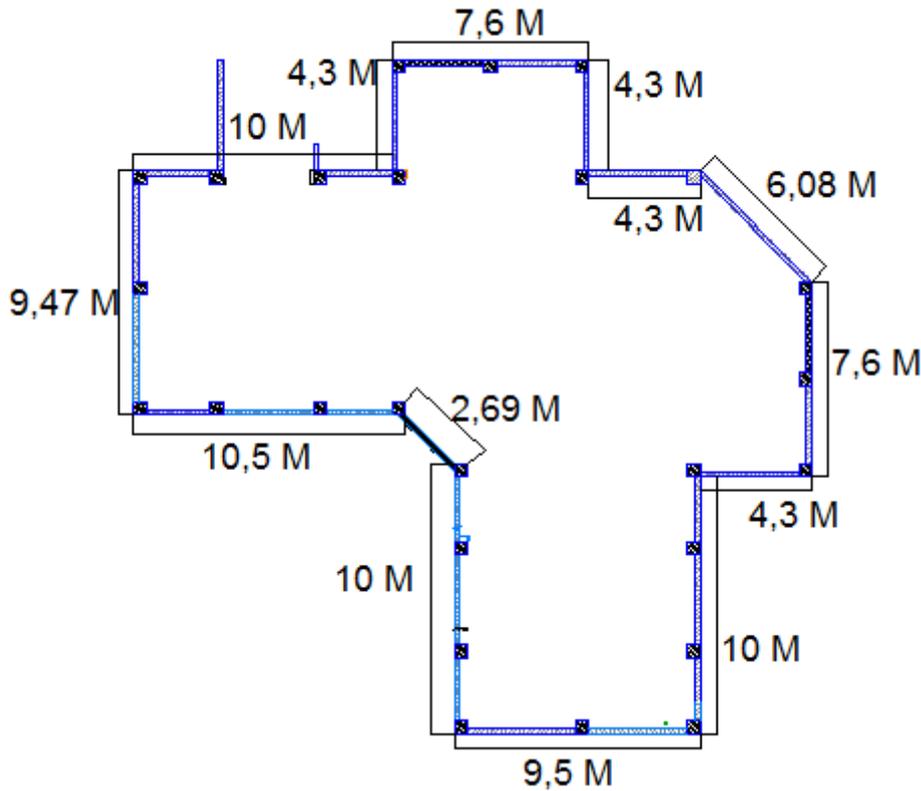
Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements

Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier général et l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

B. Dimension de l'ouvrage



C. Surface nécessaire

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et des sous-sols.

Tableau VI.2: Efforts normaux appliqués sur le radier

<i>N1</i> sous-sol (kN)	<i>N2</i> RDC (kN)	<i>N = N1 + N2</i> (kN)
6754,349	46328,355	53082,704

$$S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{53082,704}{200} = 264,41 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

La surface occupée par l'ouvrage = $403,14 \text{ m}^2 > S_{nec}$.

Débord de 100cm pour chaque côté.

La section totale du radier est de : $S = S_{str} + 1 \times Per = 403,14 + 101,1 = 504,24 \text{ m}^2$

VI.7. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER NERVURE

VI.7.1. Détermination De L'épaisseur De La Dalle Du Radier

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

1. Condition forfaitaire

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec: } L_{max} = 4,8 \text{ m}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

Donc $h_1 \geq 24 \text{ cm}$

On prend : **$h_1 = 30 \text{ cm}$**

2. condition de cisaillement

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \dots (0,1 f_{c28} ; \dots 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sol).

$N_u = 79837,312 \text{ kN}$

$L = 4,80 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0,9 h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0,9 \bar{\tau})} = 16,88 \text{ .cm}$$

$$\Rightarrow h \cdot 2 \geq 16,88 \text{ cm}$$

Le choix final

$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 30 \text{ cm}$ On prend : $h = 30 \text{ cm}$

VI.7.2. Dimensionnement Des Nervures

A. Condition de coffrage (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \boxed{b=50\text{cm}}$$

B. Hauteur Des Nervures

1. Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

On a : $L_{\max}=4,80\text{m}$

$$\Rightarrow 32 \text{ cm} < h_N < 48 \text{ cm}$$

On prend: $\boxed{h_{n1}= 45\text{cm}}$

• Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale (section en T)

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

b : la distance entre la moitié de deux nervures successive.

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 :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

Pour notre cas on prend $K=4 [\text{kg/cm}^3]$

$$\text{On aura } h_2 = \sqrt[3]{\frac{3k\left(\frac{2l_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}} \quad h_2 = 80,10 \text{ cm donc en prendre } h_2=85 \text{ cm}$$

La largeur de poteau est égal à 60cm donc on prend $b_{\text{nerv}}= 60\text{cm}$

C. Le choix final

✎ Epaisseur de la dalle du radier : $h_{rad} = 30 \text{ cm}$

✎ Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 85 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

VI.7. 3. Caractéristiques Géométriques Du Radier**Tableau VI.3:** caractéristiques géométriques

<i>Position de centre de gravité</i>		<i>Moments d'inerties</i>	
$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
13,59	13,86	17073,948	16440,67

VI.8. Vérification de la Stabilité du Radier

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieure de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement : [2]

$$\frac{Mr}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec

M_r : Moment de renversement dû aux forces $M_r = \sum M_0 + V_0 h$

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.

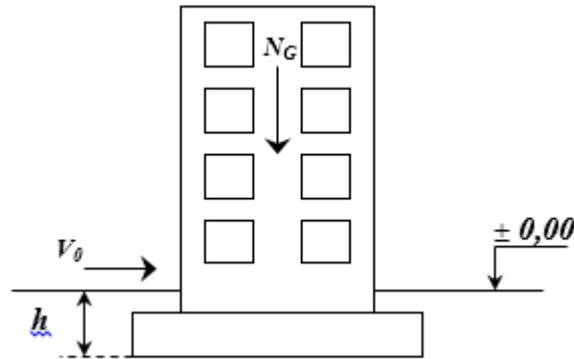


Figure VI.1 : Schéma statique du bâtiment.

➤ Sens x-x :

$M_0=131629,1607\text{KNm}$; $V_0=6260,721 \text{ kN}$; $h=2,95\text{m}$.

Donc: $M_r=150098,3437\text{KNm}$

$N= N_1 +N_2 + G_{\text{rad}}$

Avec: $N_G=N_{G1}+N_{G2}$

N_1 : l'effort normal total a la base de bâtiment sous l'action séismique.

N_2 : l'effort normal total d'infrastructure à l'ELS.

G_{rad} : Poids propre du radier.

On a: $N_1 = 58572,371\text{kN}$

$G_{\text{rad}} = \rho_b \times S \times h = 25 \times 504,24 \times 1,15 = 14496,9\text{kN}$

$N_2 = PP_{\text{ poteau}} + PP_{\text{ poutre}} + PP_{\text{ planche}} + Q$

$N_2 = 1046,52 + 312,51 + 2172,92 + 4333,76$

$N_2 = 7865,71$

Donc: $N = 80934,981\text{KN}$

$\frac{M_r}{N} = 1,85 < 6,45 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

➤ Sens y-y :

$M_0=123943,768 \text{ KN m}$; $V_0= 5802,354 \text{ kN}$; $h=2,95 \text{ m}$

Donc: $M_r=141060, 712\text{KN.m}$

$N=80966,894\text{kN}$ $\frac{M_r}{N} = 1,74 < 6,45 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

VI.9. Vérification des Contraintes Sous le Radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2,00$ bars

Les contraintes du sol sont données par :

A. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{58403,566}{504,24} = 115,82 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 115,82 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

B. Sollicitation du second genre

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times V_{max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\sigma_{sol}(\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol})$.
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

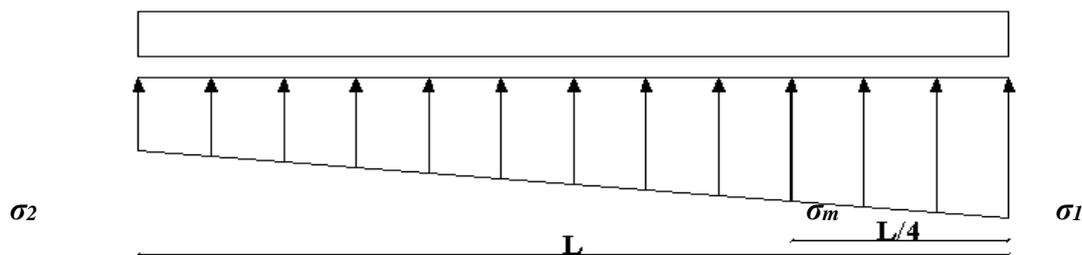


Figure VI.2 : Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx}=17073,948 \text{ m}^4$$

$$I_{yy}=16440,67 \text{ m}^4$$

ELU :

$$N_u=1,35G+1,5Q=79720,145\text{kN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{kN/m}^2$$

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	210,83	175,09	201,90
Sens y-y	211,90	178,11	203,45
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

ELS:

$$N_{ser}= G +Q= 72900,47\text{kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{kN/m}^2$$

Tableau VI.5: Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	189,34	157,53	181,38
Sens y-y	190,00	156,86	181,71
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

C. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

- **ELU:** $\sigma_u = 203,45 \text{ kN / m}^2$
- **ELS:** $\sigma_{ser} = 181,38 \text{ kN / m}^2$

VI.10. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l’ouvrage et des surcharges.

La table du radier est considérée comme une dalle pleine d’épaisseur de 30cm.

Les nervures sont considérées comme des poutres de 85cm de hauteur et de 60 cm de largeur.

Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

VI.10.1. Ferrailage De La Table Du Radier

A. 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:

$M_x = \mu_x qL_x^2$ 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 encastres aux niveaux des appuis, d’où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

B. Panneau de rive

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx}=0,85M_x \\ M_{ty}=0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x & \text{(autre appuis)} \end{cases}$

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

D. Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 203,45 \text{ kN / m}$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 181,38 \text{ kN / m}$$

E. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 4,00 \text{ m} ; L_y = 4,80 \text{ m}$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{4,80} = 0,83 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.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)
4,00	5,80	0,68	0,0710	0,4034	203,45	231,12	196,45	93,24	79,25	115,56

F. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.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)
4,00	5,80	0,68	0,0710	0,4034	181,38	206,04	175,134	83,12	70,65	103,27

G. 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:

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} ;$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 30\text{cm} ;$$

$$d = 0,9h = 27 \text{ cm, fissuration très préjudiciable.}$$

H. Section minimale

Sens y-y : 0,08% b.h=2,4 cm².

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2.(A_{\text{min}} \text{ suivant y-y}) = 2,88 \text{ cm}^2$.

Tableau VI.8. Ferrailage des Panneaux du Radier

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm²)	A_s^{min} (cm²)	Choix	A_s^{ad} (cm²)
Travée	x-x	196,45	0,19	0.26	24,12	23,39	2,88	10T20	25,13
	y-y	79,25	0,077	0,099	25,92	8,78	2,4	10T14	12,32
Appui	x-x								
	y-y	115,56	0,11	0,14	25,39	13,07	2,88	10T16	16,08

I. Espacement :

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (90 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

1. 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 :**

$$Esp \leq \text{Min} (4h; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (120 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

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

2. Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

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

J. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 3,26 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

Tableau VI.9. Choix des Armatures

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	x-x	23,39	3,26	8T20	25,13
	y-y	8,78	3,26	8T14	12,32
Appui	x-x		3,26		
	y-y	13,07		8T16	16,09

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_b$

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

Tableau VI.10. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	Choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	175,13	8T20	25,13	8,08	15	200,2	201,62	oui
	y-y	70,65	8T14	12,32	8,11	15	336,7	201,62	non
App	x-x					15		201,62	
	y-y	103,27	8T16	16,09	5,77		259,3		non

3.Redimensionnement des armatures à l'ELS

Note

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

	Sens	M_{ser} (kNm)	Choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	175,13	8T20	25,13	8,08	15	200,02	201,62	Oui
	y-y	70,65	8T20	25,13	4,75	15	153,9	201,62	Oui
App	x-x			25,13		15		201,62	
	y-y	103,27	8T20		4,00		129,7		Oui

Tableau VI.11. Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS

4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{203,45 \times 4,8}{2} = 488,28 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{488,28 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 1,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{..Vérifier}$$

VI.10.2. Ferrailage Des Nervures

A. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

➤ **En travée** : $M_a = 0,50M_0$

➤ **Sur appuis** : $M_t = 0,85M_0$

B. Calcul des armatures longitudinales

$b = 60\text{cm}$

$h = 85\text{cm}$

$d = 76,5\text{cm}$

le nervure la plus défavorable

$L = 4,80\text{m}; q_u = 203,45\text{kN/ml}$

Tableau VI.12. Ferrailage des nervures

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp} (cm²)
Travée	498,05	0,10	0,132	72,45	19,75	8T20	25,14
Appuis	292,67	0,058	0,075	74,18	11,33	8T14	12,32

C. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 6,59 \text{ cm}^2 < 12,32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{..Vérifiée}$$

1. Vérification des contraintes à l'ELS

Nous avons : $q_{ser}=181,38 \text{ kN/ml}$

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	OBS
Nervure	travée	444,02	25,14	8,89	15	227,7	201,6	Non
	appui	261,18	12,32	6,76	15	233,7	201,6	Non

Tableau VI.13. Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	OBS
nervure	travée	444,02	4T25+4T20	32,21	8,22	15	181	201,62	oui
	appui	261,18	8T16	16,09	6,16	15	182,6	201,62	oui

Redimensionnement des armatures à l'ELS

Tableau VI.14. Vérification des contraintes(correction)

2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \quad \text{Avec} \quad T_u = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{203,45 \times 4,8}{2} = 488,28 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{488,28 \cdot 10^3}{600 \times 765} = 1,06 \text{ MPa} \quad \tau_u = 1,06 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

Armatures transversales

☒ **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{yt} K}{0,8 f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_c}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,53 \text{ MPa}$$

RPA99 version 2003 :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) = 21,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 42,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_c=400\text{MPa} ; \tau_u=0,95\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; b=60\text{cm} ; d=76,5\text{cm}$$

On trouve :

- $S_t=20\text{cm}$ Zone nodale.
- $S_t=40\text{cm}$ Zone courante.
- Zone nodale $A_t \geq 3,6\text{cm}^2$
- Zone courante $A_t \geq 7,2\text{cm}^2$

On prend : 13T10 ($A_s = 10,21\text{cm}^2$)

Armatures de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Leur section est au moins $3\text{cm}^2 / \text{ml}$ pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=135 \text{ cm}$).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 0,85 = 2,55\text{cm}^2$$

On opte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

VI.11. Ferrailage Du Débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

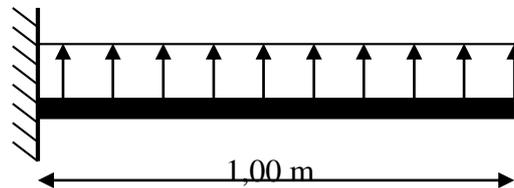


Figure VII.3: Schéma statique du débord

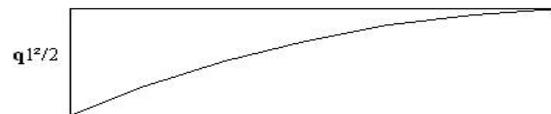


Figure VII.4: Diagramme des Moments.

A. Evaluation des charges et surcharges

E.L.U : $q_u = 203,45 \text{ kN/ml}$ —→ Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 181,38 \text{ kN/ml}$ —→ Pour une bande de 1m.

B. Calcul des efforts

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

$$E.L.U : M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 101,75 \text{ kN.m}$$

$$T_u = - q_u \cdot L = - 203,45 \text{ kN}$$

$$E.L.S : M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 90,69 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = - q_{ser} \cdot L = -181,38 \text{ kN}$$

C. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 27 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

Tableau VI.15. Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{adp}(\text{cm})$
-------------------	-------	----------	----------------	--------------------------	-------	------------------------

101,75	0,098	0,13	25,60	11,42	6T16	12,06
--------	-------	------	-------	-------	------	-------

D. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23 \text{ b.d} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,88 \text{ cm}^2.$$

Alors : $A_s=11,42\text{cm}^2$

Le choix : 6T16, avec $A_s=12,06 \text{ cm}^2$, esp=20cm

E. Armature de répartition

On adopte : 5T12=5,66 cm², $S_T=20\text{cm}$

F. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l = 203,45 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{203,45 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{..Vérifiée}$$

G. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable

Tableau VI.16. Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Vérification
90,69	12,06	5,75	15	296,5	201,62	Non vérifie

Note

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.17. Vérification des contraintes du débord(correction)

M_{ser} (kNm)	chois	A_s (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Vérification
90,69	8T16	16,09	4,37	15	173,2	201,62	vérifie

schéma de ferrailage

➤ **Ferrailage De Nervure**

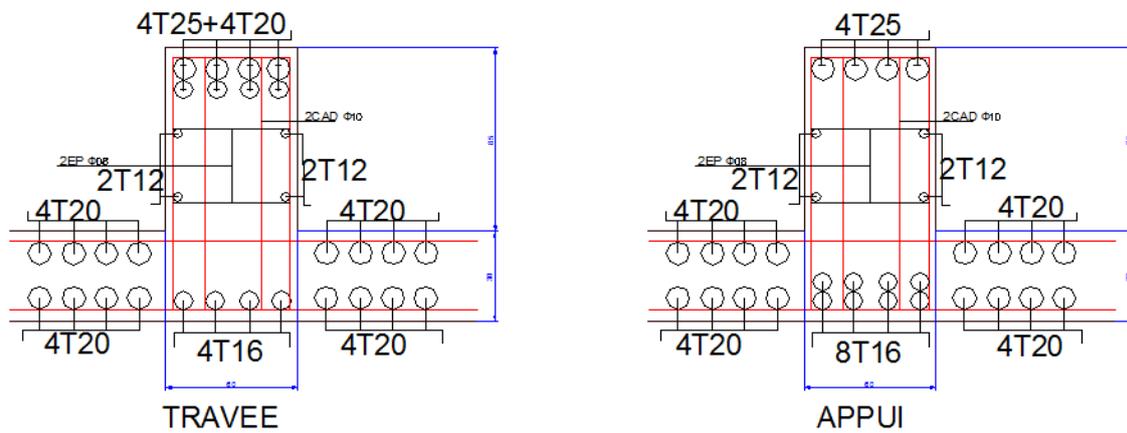


Figure.VI.5 : Ferrailage De Nervure

➤ **De La Dalle Du Radier**

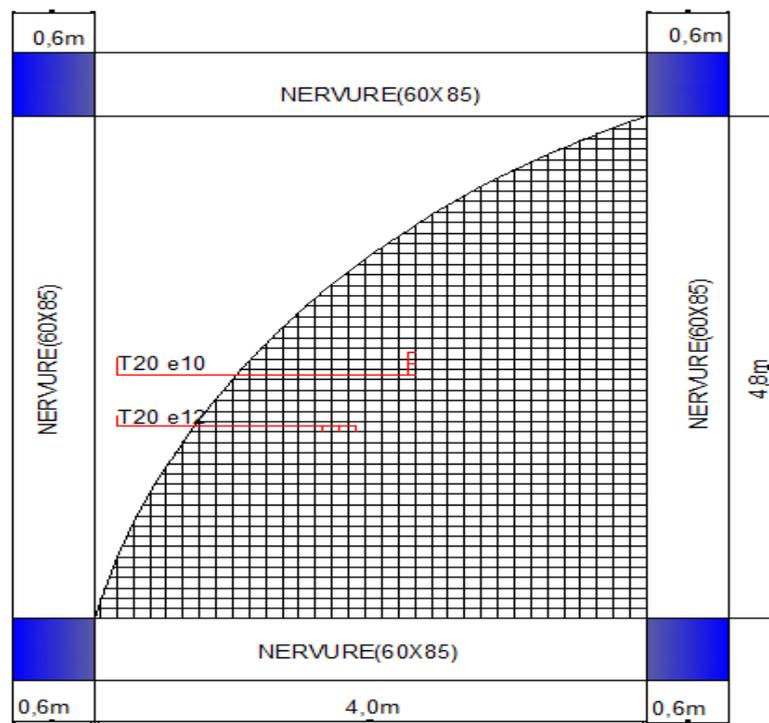
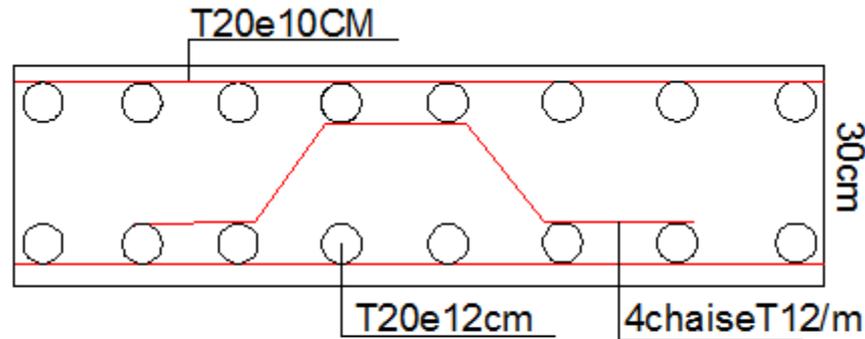


Figure.VI.6: Ferrailage De La Dalle Du Radier



COUPE A-A

Figure.VI.7 : ferrailage de radier coupe

VI.12. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VI.12.1. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du *RPA99 version 2003*, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20\text{ cm}$ (Section du voile).

VI.12.2 Évaluation 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.

$L_x=2,95\text{m}$; $L_y=4,20\text{ m}$.

Les charges et surcharges sont 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 :

Dans notre cas [2]

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

}

→

$P_G = 43,94 \text{ KN/ml}$

- $\phi = 26^\circ$
- $\gamma = 18.0 \text{ KN/m}^3$.
- $L = 2,95m$.
- $K_a = 1 - \sin \phi = 0,561$

On obtient :

$$P = 43,94 \text{ KN/m} \quad \longrightarrow \quad P_u = 59,32 \text{ KN/ml}$$

Effort dans la Dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,70 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0684; \mu_y = 0,4320$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 35,31 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15,25 \text{ kNm}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 30,01 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 12,96 \text{ kNm}$$

➤ **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 17,66 \text{ kNm}$$

VI.12.3 Calcul du Ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-18 : Ferrailage du Voile Périphérique

	Sens	M_u (kNm)	u	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	z-z	30,01	0,065	0	0,085	17,39	4,95	6T12	2x6,79	15
	y-y	12,96	0,028	0	0,035	17,74	2,09	4T12	2x4,53	20
Appuis	z-z	17,66	0,038	0	0,050	17,64	2,87	6T12	2x6,79	15
	y-y									

Condition de Non Fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq h \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres *FeE400*

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{2,95}{4,20} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,83 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 20 = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **En travée**

$$\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,85 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,53 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,85 \text{ cm}^2 \\ A_y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérification de l'Effort Tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2 L_x + L_y} = 72,77 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 58,33 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max} (T_x ; T_y) = 72,77 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{72,77 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,40 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

VI.12.4 Vérification à l'ELS

Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,70 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,0684 \quad \mu_y = 0,4320$$

$$Q_{ser} = 43,94 \text{ kN / ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 26,15 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 11,30 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 22,22 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 9,61 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 13,10 \text{ kNm}$$

Verification des contraintes

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau VI-19 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ̄_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérif</i>
Travée	<i>z-z</i>	22,22	3,63	6,9	15	308,8	201,6	<i>N vér</i>
	<i>y-y</i>	9,61	1,55	4,07	15	232,2	201,6	<i>N vér</i>
Appui	<i>z-z</i>	13,10	2,12	4,99	15	262,9	201,6	<i>N vér</i>
	<i>y-y</i>							

- Redimensionnement de la section d'armature

Tableau VI-20 : Redimensionnement des Armature

	<i>Sens</i>	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adp}</i> (cm ²)	<i>S_i</i> (cm)
Travée	<i>z-z</i>	8T14	12,32	12
	<i>y-y</i>	8T10	6,28	12
Appui	<i>z-z</i>	8T12	9,05	15
	<i>y-y</i>			

Tableau VI-21 Vérification des contraintes (correction)

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ̄_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérif</i>

Travée	z-z	22,22	12,32	4,17	15	77,2	201.6	ok
	y-y	9,61	6,28	2,48	15	62,6	201.6	ok
Appui	z-z	13,10	9,05	2,99	15	68,9	201.6	ok
	y-y							

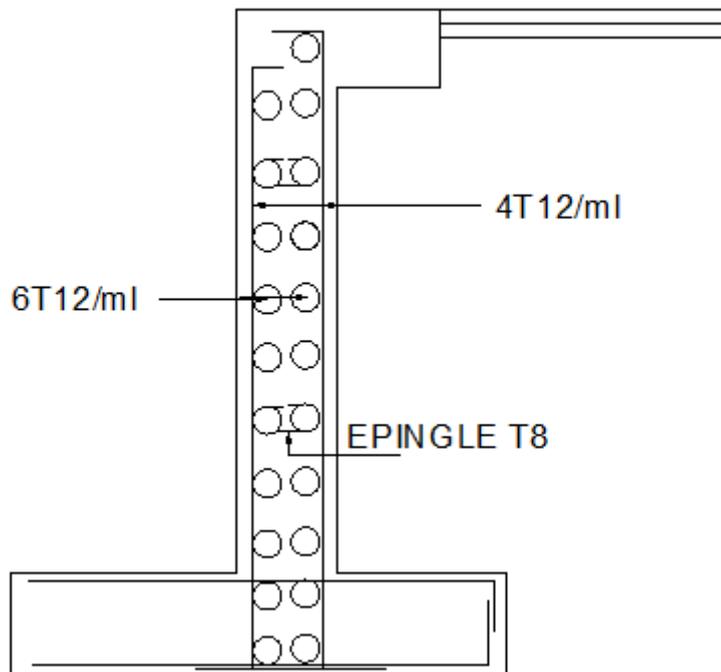


Figure VI.8 : schéma de ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les connaissances acquises et assimilées tout au long de notre cursus.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments.

Ajouter à cela nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leur application.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons, aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme par exemple AUTOCAD ou encore le logiciel SAP2000 v 14 que nous avons manipulé durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude obtenue avec le logiciel SAP2000 v14, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

BIBLIOGRAPHIE

[1] : Cours de béton armé *BAEL 91 modifié 99* et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN

édition EYROLLES 2000.

[2] : Règles parasismiques Algériennes *RPA 99-version 2003* DTR-BC-248.

[3] : Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC-22.

[4] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé *C.B.A.93*.

ORGANIGRAMME I

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Sollicitation M_u

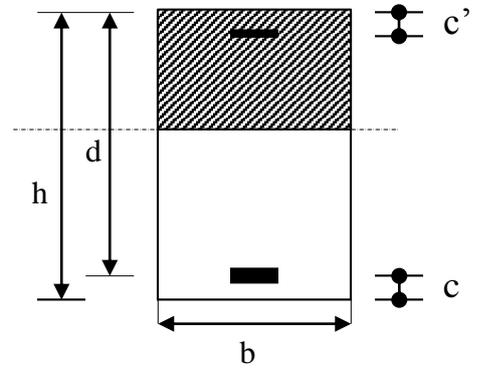
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui $\mu <$ Non

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \frac{0}{100} \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

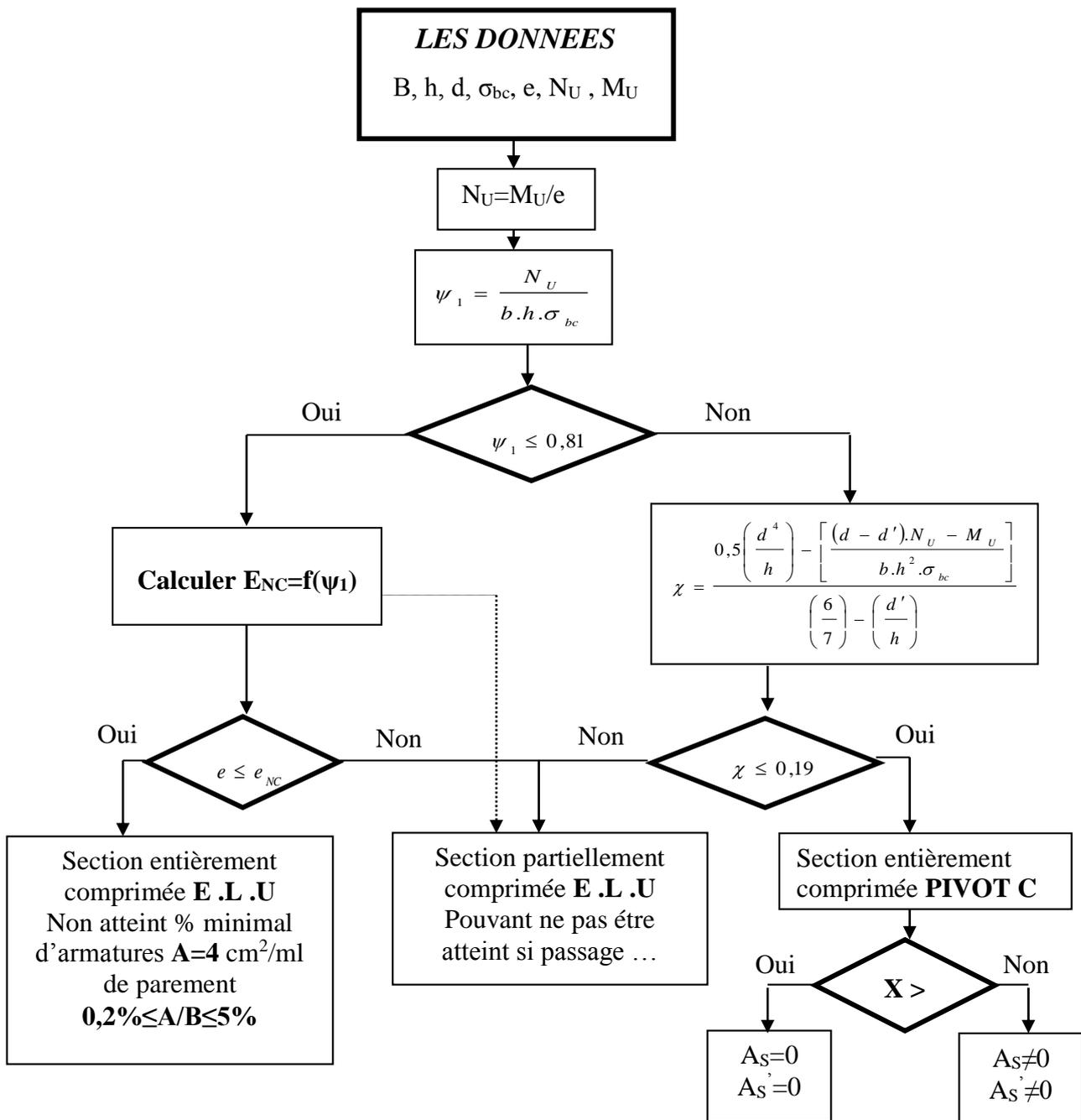
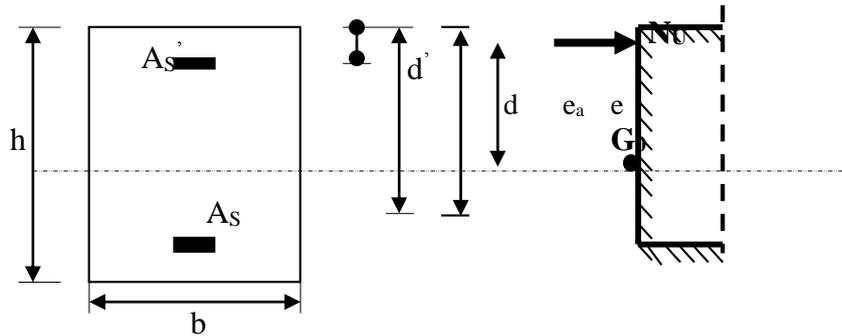
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{M_U - M_R}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

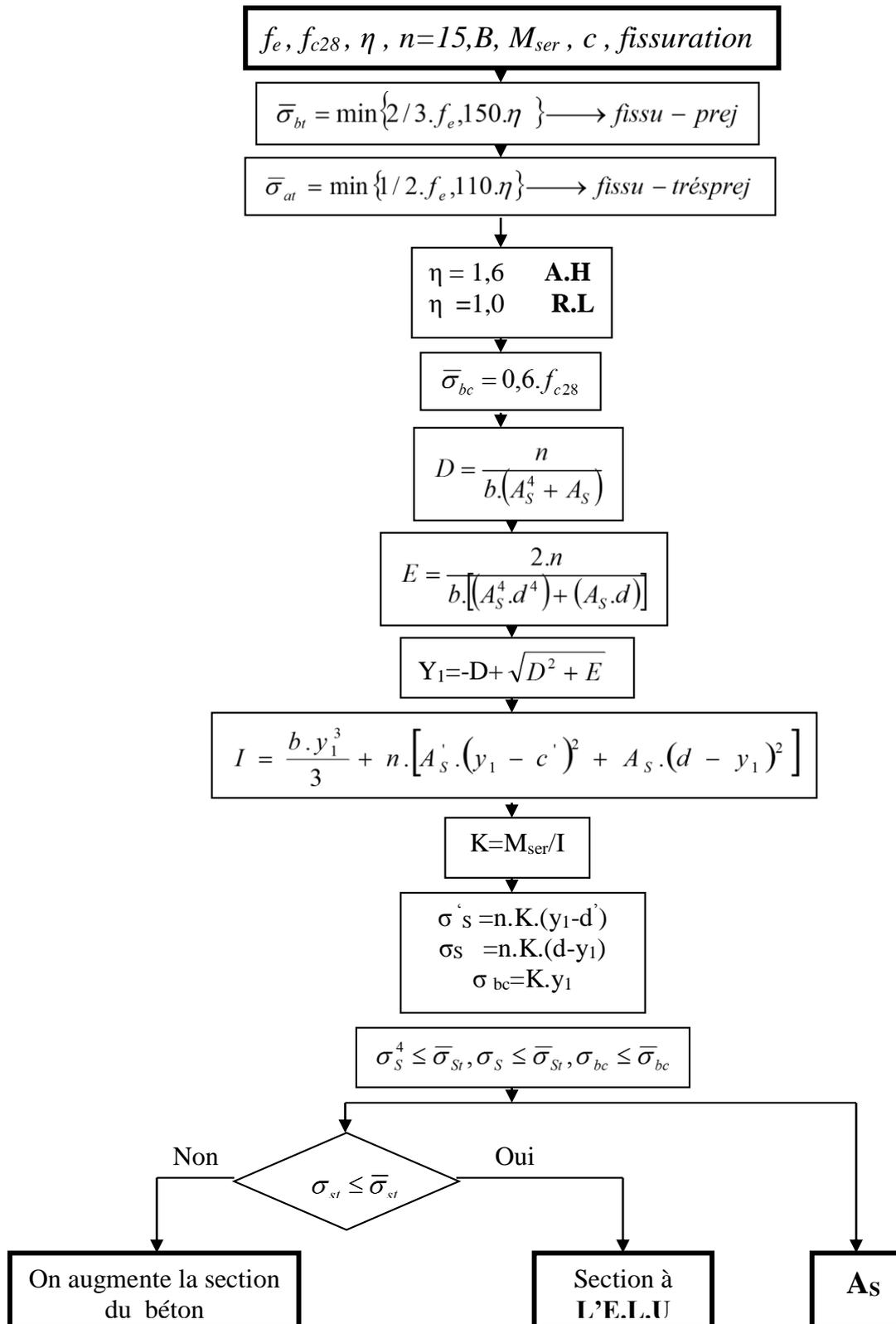
ORGANIGRAMME II

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME III

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



ORGANIGRAMME IV
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S

