

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة -البليدة 1-
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Structure

Thème

ETUDE ET CONCEPTION PARASISMIQUE D'UN BATIMENT RDC+9
ETAGES + SOUS SOL CONTREVENTE PAR DES VOILES.

Etudiée par :

M^{elle}. YALA Ferial

M^{elle}. BELMECHERI Fedoua

Devant les membres de jury :

M^{me}: CHERFA. C

U. Saad Dahleb-Blida

President

M^r: KERFOUF. H

U. Saad Dahleb-Blida

Examinatrice

M^{me}: KERBOUA. N

U. Saad Dahleb-Blida

Promotrice

Blida, Septembre 2022

Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier Dieu, le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force, l'intelligence et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont rendu ce travail, pour leur aide précieuse, leurs conseils fructueux et leurs encouragements

*Une grande gratitude et nos sincères remerciements sont exprimés à notre chère promotrice **KERBOUA Nassima**, pour nous avoir encadrés, éclairés et orientés. Pour ses conseils et sa disponibilité qui nous ont permis de mener à bien ce travail.*

Aux membres du jury qui ont bien voulu nous honorer par leur acceptation d'évaluer notre travail.

Nous tenons également à remercier tout le staff de Département de Génie civil pour leur professionnalisme et leur disponibilité tout au long de ces cinq ans d'études.

Je désire aussi remercier les professeurs de Département Génie civil, qui nous ont fourni les outils nécessaires pour la réussite de nos études.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide et leur encouragement.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère qui m'a entouré d'amour, d'affection et qui fait tout pour ma réussite, Et qui m'a aidé à devenir ce que je suis aujourd'hui, que dieu la garde et la protège.

A la mémoire de mon père que dieu lui garde dans son vaste paradis.

*A mon adorable petite sœur **Khouloud** qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.*

*A mes chers amis **LBDY** sans exception en souvenir de nos éclats de rire et des bons moments, en souvenir de tout ce qu'on a vécu ensemble , j'espère de tout mon cœur que notre amitié durera éternellement.*

*Particulièrement à la mémoire de mon ami **Hareth** que son âme repose en paix.*

*A mes chères amies : **Sabrina, Khadidja , Rawnak , Racha , Nesrine , Amira , Mariya , radja et Chaima** .au nom de l'amitié qui nous réunit , et au nos de souvenirs inoubliables .*

*A mon cher binôme **Feriel** pour sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.

Fedoua

Dédicace

Je dédier ce travail modeste qui n'aura jamais pu voir le jour sans les soutiens indéfectibles et sans limite de mes chers parents.

En particulier à ma très chère mère qui a fait tant de sacrifices pour que j'arrive où j'en suis aujourd'hui, qui a toujours été là pour me reconforter et m'accorder son soutien moral.

A mon père, tu as toujours été e mes cotes pour me soutenir et m'encourager que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mes frères Rayane et Abdelwahabe.

A mes amies Naïla et Ferial.

A mon binôme BELMECHRIE FEDOUA et sa famille pour laquelle je souhaite une vie pleine de joie et de bonheur.

Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.

Ferial.

ملخص

يهدف المشروع أساسا لدراسة عمارة غير منتظمة القياسات (طابق أرضي + 9طوابق+طابق سفلي) الواقعة في ولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم : III حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 2003 (RPA99/Version2003)

قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد بواسطة البرنامج الآلي ROBOT2021 .
تقوية البنية بواسطة جدران خرسانية مسلحة كان ضروريا تبعا للقانون الجزائري المضاد للزلازل RPA
تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبنى صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (99 modifié en 2003, BAEL 91).
دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية: البناء، Robot ، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 2003 /99 ، BAEL 91/99

RESUME

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière en plan (RDC+9+1SS) situé dans la wilaya de BLIDA. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA 99 version 2003.

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul numérique ROBOT2021.

Le renforcement de la structure par le rajout de voiles de contreventement a été nécessaire en application du RPA.

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

L'étude des éléments de l'infrastructure, fait également partie de ce projet.

Mots clés : Bâtiment, Robot ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

ABSTRACT

The aim of this study is the conception for hotel of R + 9 stages +1 underground, which will be established in the wilaya of Blida, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 modified in 2003).

The study and the analysis of this plan had been established by software (ROBOT 2021).

The reinforcement of the structure with addition of walls was necessary in the application of RPA.

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

The study of the elements of the infrastructure also forms part of it project.

Keywords: Building, Robot; RPA 99 / version 2003; BAEL 91 revised 99.

SOMMAIRE

Remerciement

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste de symbole

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION 2

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 2

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment : 2

I.2.2. Classification du bâtiment selon (RPA 99 version 2003)..... 2

I.2.3. Ossature 2

I.2.4. Les Planchers 3

I.2.5. Les Poteaux..... 3

I.2.6. Les Poutres 3

I.2.7. L'Acrotère 3

I.2.8. Maçonnerie 3

I.2.9. Terrasse..... 3

I.2.10. Les Escaliers 3

I.2.11. Revêtement 3

I.2.11. Caractéristiques du sol..... 4

I.3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX 4

I.3.1. Béton..... 4

I.3.2. Aciers..... 4

I.4. DEFINITION DES ETATS LIMITES 5

I.5. Hypothèses de calcul : 7

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. INTRODUCTION 8

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS 8

II. 2.1. PLANCHER A CORPS CREUX : 8

II. 2.2. PLANCHER A DALLE PLEINE : 9

II.3. EVALUATION DES CHARGES 9

II.3.1. PLANCHER TERRASSE (INACCESSIBLE)..... 9

II.3.2. PLANCHER ETAGE COURANT 10

II.3.3. PLANCHER RDC :	11
II.3.4. PLANCHER A DALLE PLEINE (sous-sol):.....	11
II.3.5. MAÇONNERIE :	12
II.3.6. BALCON:	12
II.3.7. ACROTERE :	12
II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANT	13
II. 4.1. LES POUTRES :	13
II. 4.1.1. Poutres principales (porteuses)	13
II. 4.1.2 Poutres secondaires (non porteuses) :	14
II. 4.2. LES POTEAUX.....	15
II. 4.2.1 Principe	15
II. 4.2.2 Etapes de pré dimensionnement (calcul) :	15
II. 4.2.3 Loi de dégression :	15
II. 4.2.4. Dimensionnement des poteaux :	16
II. 4.3. LES VOILES	24
 Chapitre III : calcul des éléments secondaires	
III.1 INTRODUCTION	26
III.2. ACROTERE	26
III.2.1. Introduction	26
III.2.2. Evaluation des charges:	27
III.2.3. Calcul des efforts :	27
III.2.4. Ferrailage de l'acrotère :	28
III.2.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEI 91 MODIFIÉ 99 »[1].....	29
III.2.6. Armatures de répartitions :	29
III.2.7. Vérification a l'E.L.S :	29
III.2.8. Vérification de l'effort tranchant :	31
III.3. ESCALIER	32
III.3.1. Définition des éléments d'un escalier :	32
III.3.2. Evaluation des charges :	34
III.3.4. Combinaison des charges :	35
III.3.6. Ferrailage de l'escalier :	37
III.3.7. Vérifications :	38
III.4. ETUDE DES PLANCHERS	41

III.4.1. Introduction :	41
III.4.2. Plancher en corps creux :	41
III.4.2.1. Etude des poutrelles.....	42
III.4.2.1.1. PREMIER TYPE DE POUTRELLES :(Poutrelles à 5 travées).....	46
III.4.2.1.2. CALCUL DU FERRAILLAGE :	48
III.4.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :	55
III.5. BALCON.....	56
III.5.1 Introduction :	56
III.5.2 Calcul des charges sollicitant le balcon :	57
III.5.3 Calcul du ferrailage :	58
III.5.4 Vérifications :	59
 Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1. INTRODUCTION.....	61
IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE	61
IV.2.1. INTRODUCTION.....	61
IV.2.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE PROPRES	61
IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE :	63
IV.3.1. Modélisation de la rigidité :	63
IV.3.2. Modélisation de la masse :	64
IV.4. ETUDE SISMIQUE	64
IV.4.1. Introduction	64
IV.4.2. Choix de la méthode de calcul :	64
IV.4.3. Spectre de réponse :	65
IV.4.5. Calcul de la force sismique par la méthode de statique équivalente :	67
IV.5. RESULTAT DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :	68
 Chapitre V : Ferrailages des éléments résistants	
V.1. INTRODUCTION :	79
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :	79
V.2.1. INTRODUCTION :	79
V.2.2. COMBINAISON D'ACTION :	79
V.2.3. RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION 2003[2] :	80
V.2.4 METHODE DE CALCUL :	80
V.2.5. CHOIX DES ARMATURES :	84

V.2.6. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE	84
V.2.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :.....	86
V.2.8. LONGUEUR DE RECOUVREMENT	89
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :.....	91
V.3.1. INTRODUCTION :.....	91
V.3.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003 :	91
V.3.3. CALCUL DU FERRAILLAGE :.....	91
V.3.4. CHOIX DES ARMATURES :	93
V.3.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :	94
V.3.6. VÉRIFICATION VIS A VIS DE L'ELS :.....	94
V.3.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :.....	95
V.3.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES	96
V.3.9. VERIFICATION DE LA FLECHE :	97
V.3.12. ARRÊT DES BARRES [1]	98
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :.....	101
V.4.1. GENERALITES :.....	101
VII. 4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :	102
V.4.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX :.....	107
V.4.5. PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION2003) [2] :.....	109
V.4.6. CALCUL DES CONTRAINTES LIMITES EN COMPRESSION :.....	110
 Chapitre VI : Etude des fondations	
VI.1. INTRODUCTION :.....	119
VI.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION :	119
VI.3. CALCUL DES FONDATIONS :.....	119
VI.3.1. Semelles isolées :.....	119
VI.3.2. Semelles filantes :.....	120
VI.3.3. RADIER GÉNÉRAL :	121
VI.3.3.1. Introduction :.....	121
VI.3.3.2. Pré dimensionnement de radier :.....	122
VI.3.3.3. Caractéristiques géométriques du radier :.....	124
VI.3.3.4. Calcul des contraintes :.....	126
VI.3.3.5. Ferrailage du radier :	127
VI.4. Etude du voile périphérique :	136
VI.4.1. Introduction :	136
VI.4.2. Pré dimensionnement :.....	136
VI.4.3. Évaluation des charges :.....	137

VI.4.4. Effort dans la dalle :	137
VI.4.5. Calcul du ferrailage :	138
VI.4.6. Vérification de l'effort tranchant :	138
VI.4.7. Vérification à l'ELS :	139
CONCLUSION GENERALE	141
Référence bibliographiques	
Annexes	

Listes des tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1: Types d'aciers utilisés et leurs nuances.....	4
---	---

Chapitre II : Pré dimensionnement

Tableau II. 1: Dégression des charges.	16
Tableau II. 2: Choix des sections des poteaux centraux.....	20
Tableau II. 3: choix finale pour les poteaux centraux.	21
Tableau II. 4: Choix des sections des poteaux de rive.....	22
Tableau II. 5: Choix des sections des poteaux d'angle.....	24

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Tableau III. 1: Charge à l'ELU et l'ELS	36
Tableau III. 2: Ferrailage de l'escalier	37
Tableau III. 3: Vérification à l'E.L.S de l'escalier	39
Tableau III. 4: Vérification de la flèche de l'escalier	40
Tableau III. 5: efforts agissant sur les poutrelles à 5 travées.....	47
Tableau III. 6: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	49
Tableau III. 7: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	49
Tableau III. 8: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS	51
Tableau III. 9: Récapitulatif du calcul de la flèche des poutrelles.	53
Tableau III. 10: Les combinaisons des charges	57
Tableau III. 11: Efforts internes	58
Tableau III. 12: Ferrailage du balcon	58
Tableau III. 13: Vérification des contraintes	59

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1: Facteur de qualité.	66
Tableau IV. 2: Dimension des éléments verticaux de chaque niveau	69
Tableau IV. 3: Participation massique du modèle 1	69
Tableau IV. 4: Vérification des déplacements inter-étage selon x-x.....	71
Tableau IV. 5: Vérification des déplacement inter-étage selon Y-Y	71
Tableau IV. 6: Vérification de l'effort normal réduit.....	72
Tableau IV. 7 : Choix final de sections des poteaux	72
Tableau IV. 8 : Participation massique du modèle final	74
Tableau IV. 9 : Vérification des déplacement inter-étage selon x-x	75
Tableau IV. 10 : Vérification des déplacement inter-étage selon Y-Y	76
Tableau IV. 11 : Vérification de l'effort normal réduit.....	76
Tableau IV. 12: Vérification de l'effet	77

Chapitre V: Ferrailages des éléments résistants

Tableau V. 1: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).....	81
Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux en situation durable(N^{min}, M^{corr})	81
Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr}).....	81

Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	82
Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).....	82
Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	82
Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	83
Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).....	83
Tableau V. 9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	83
Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux.	84
Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\text{ser}}_{\text{max}}; M^{\text{ser}}_{\text{cor.}}$).....	85
Tableau V. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).....	85
Tableau V. 13: Vérification des contraintes pour les poteaux ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	85
Tableau V. 14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	87
Tableau V. 15: Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.	88
Tableau V. 16: Choix des armatures transversales pour les poteaux.	89
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	92
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	92
Tableau V. 19: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	92
Tableau V. 20: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	93
Tableau V. 21: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	93
Tableau V. 22: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.....	93
Tableau V. 23: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.....	93
Tableau V. 24: Vérification de la condition de non fragilité.....	94
Tableau V. 25: Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.	95
Tableau V. 26: Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.	95
Tableau V. 27: Vérification de la contrainte de cisaillement.	95
Tableau V. 28: calcul des armatures transversales.	96
Tableau V. 29: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.	98
Tableau V. 30: Schéma de ferrailage des poutres porteuses 30x45.	99
Tableau V. 31: Schéma de ferrailage des poutres non porteuses 30x40.	100
Tableau V. 32: Valeurs de (I_f/I) cas d'un mur non raidi latéralement.....	104
Tableau V. 33: Calcul de σ_{lim}	105
Tableau V. 34: Aciers verticaux et horizontaux pour les voiles.....	106
Tableau V. 35: Aciers transversaux dans les voiles.	107
Tableau V. 36: Aciers supplémentaires.....	108
Tableau V. 37: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.	111
Tableau V. 38: Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	112
Tableau V. 39: Ferrailage du voile V1 et V4 (L=1.25m).....	114
Tableau V. 40: Ferrailage des voiles V2 (L =1.5m).....	114
Tableau V. 41: Ferrailage du voile V3 (L =2.75m).....	115
Tableau V. 42: Ferrailage des voiles V5 L=1.87m.	116
Tableau V. 43: Calcul des aciers horizontaux des voiles.	117
Tableau V. 44: Calcul des aciers de couture des voiles.....	118
Chapitre VI : Etude des fondations	
Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes.....	121
Tableau VI. 2: Contraintes sous le radier à l'ELU.	127

Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	127
Tableau VI. 4: Ferrailage des panneaux du radier.....	130
Tableau VI. 5: Vérification des contraintes.....	130
Tableau VI. 6: Ferrailage des nervures sens (y-y).....	131
Tableau VI. 7: Ferrailage des nervures sens (x-x).....	131
Tableau VI. 8: Vérification des contraintes.....	132
Tableau VI. 9: Ferrailage du débord.....	135
Tableau VI. 10: Vérification des contraintes du débord.....	135
Tableau VI. 11: Ferrailage du voile périphérique	138
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes à l'EL.....	139

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1: Diagramme contrainte-déformation du béton.....	5
Figure I. 2: Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.....	6
Figure I. 3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier a L'ELU	6

Chapitre II : Pré dimensionnement

Figure II. 1: Dalle en corps creux.	8
Figure II. 2: Coupe verticale de plancher terrasse à corps creux.....	10
Figure II. 3: Coupe verticale de plancher étage courant à corps creux.	10
Figure II. 4: Détails d'un plancher à dalle pleine.	11
Figure II. 5: Section réduite du poteau.	17
Figure II. 6: surface reprise par le poteau central.	19
Figure II. 7: surface reprise par le poteau de rive.	21
Figure II. 8: surface reprise par le poteau d'angle	23
Figure II. 9: Schéma du voile.	25

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.	26
Figure III. 2: Sollicitations de l'acrotère	27
Figure III. 3: Ferrailage de l'acrotère	31
Figure III. 4: Schémas statique de volée 1de l'escalier.	32
Figure III. 5: Schémas statique de volée 2de l'escalier.	33
Figure III. 6: Ferrailage de l'escalier.	41
Figure III. 7: Dimensions du corps creux	41
Figure III. 8: schéma de poutrell	42
Figure III. 9: Efforts internes agissant sur les poutrelles à 5 travées.	48
Figure III. 10: Disposition constructive des armatures des poutrelles.	55
Figure III. 11: Disposition constructive des armatures de la table de compression.	56
Figure III. 12: Schéma statistique du balcon	56
Figure III. 13: Schéma de ferrailage des balcons	60

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV. 1 : spectre de Réponse	66
Figure IV. 2 : Vue en 3D du modèle 1.	68
Figure IV. 3 : vue en plan du modèle	68
Figure IV. 4 : Vue en 3D du modèle final	73
Figure IV. 5 : vue en plan du modèle final	73

Chapitre V: Ferrailages des éléments résistants

Figure V. 1: ferrailage des poteaux.	90
Figure V. 2: Arrêt des barres dans les poutres.....	98
Figure V. 3: les charges soumises au voile.....	102
Figure V. 4: Définition de l'élément (voile).	103
Figure V. 5: Mur encastre.....	103

Figure V. 6: Niveaux de vérifications des contraintes de l'âme de voile.....	105
Figure V. 7: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	109
Figure V. 8: Disposition des voiles dans la structure.	113
Figure V. 9: Disposition constructive du voile V1, V4.....	118
Chapitre VI : Etude des fondations	
Figure VI. 1: Semelles filantes	120
Figure VI.2: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	122
Figure VI. 3: Schéma statique du bâtiment.	125
Figure VI. 4: Contraintes sous le radier.....	126
Figure VI. 5: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.....	129
Figure VI. 6: Ferrailage de la Dalle du Radier.	131
Figure VI. 7: Ferrailage des nervures du sens porteur.....	134
Figure VI. 9: Diagramme des Moments.	134
Figure VI. 8: Schéma statique du débord	134
Figure VI. 10: Ferrailage du Voile Périphérique.....	140

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s : Aire d'une section d'acier.
A_t : Section d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton.
∅ : Diamètre des armatures, mode propre.
φ : Angle de frottement.
C : Cohésion.
 \bar{q} : Capacité portante admissible.
Q : Charge d'exploitation.
σ_c : Contrainte de consolidation.
C_c : Coefficient de compression.
C_s : Coefficient de sur consolidation.
K_t : Facteur de terrain.
Z₀ : Paramètre de rugosité.
Z_{min} : Hauteur minimale.
C_r : Coefficient de rugosité.
C_t : Coefficient de topographie.
C_d : Coefficient dynamique.
C_e : Coefficient d'exposition.
C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
C_p : Coefficient de pression nette.
q_{dyn} : Pression dynamique.
q_{réf} : Pression dynamique de référence.
q_j : Pression due au vent.
F_{fr} : Force de frottement.
R : Force résultante.
γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
τ : Contrainte tangentielle.
β : Coefficient de pondération.
σ_{sol} : Contrainte du sol.
σ_m : Contrainte moyenne.
G : Charge permanente.
ξ : Déformation relative.
V₀ : Effort tranchant à la base.
E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Effort tranchant, Période.
 S_t : Espacement.
 λ : Elancement.
 e : Epaisseur, Indice des vides.
 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 à la base
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 P : Rayon moyen.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du Génie civil, est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique.

Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays. Afin de mieux concevoir et réaliser les constructions, il a été créé et imposé des règlements. Ces règlements sont le fruit d'une longue expérience et de recherches approfondies, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Dans cet axe, notre travail consiste à étudier un bâtiment en R+9 muni d'un (01) sous-sols avec contreventement mixte (poteaux/voile) implanté dans la wilaya de **Blida** qui est une zone de sismicité très élevée (zone III).

L'étude de ce projet sera menée selon les chapitres suivants :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser,
- Le second sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment, et le pré dimensionnement des éléments structuraux,
- Le troisième chapitre portera sur le calcul des éléments secondaire,
- Le quatrième portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. Elle sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **ROBOT2021**,
- Suit d'un calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) Les résultats donnés par **ROBOT2021** vont être vérifiés par rapport aux exigences de l'RPA 99, CBA93, BAEL91,
- Le sixième chapitre portera sur l'étude des fondations,
- On terminera le travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats concernant l'étude de la structure étudiée.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. INTROUCTION

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage multiple (habitation + commerce) en (RDC+9étages+Sous-sol) implanté à **Blida** est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**), selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**). [2]

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- **Dimension en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment :..... $H_t = 31.28$ m
- Hauteur d'étage courant :..... $H = 3.06$ m
- Hauteur de rez- de chaussé :..... $H = 3.74$ m
- Hauteur de S-Sol:..... $H = 3.74$ m

- **Dimensions en plan :**

Longueur totale en plan..... $L = 20.05$ m
Largeur totale en plan $B = 18.9$ m

I.2.2. Classification du bâtiment selon (RPA 99 version 2003)

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes.

-GROUPE 1A : ouvrages d'importance vitale.

-GROUPE 1B : ouvrage de grande importance.

-GROUPE 2 : ouvrage courants ou d'importance moyenne. **-GROUPE 3** : ouvrage de faible importance.

L'ouvrage courant ou d'importance moyenne, car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m, Donc il est classé dans le **groupe 2**.

I.2.3. Ossature

Selon le système de contreventement adopté pour notre structure est celui des portiques Auto-stables en béton armé (poteaux-poutres) suivant les deux directions contreventées par des voiles.

I.2.4. Les Planchers

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine (pour le sous-sol, balcons...).
- Dalle à corps creux (pour les étages courants).

I.2.5. Les Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

I.2.6. Les Poutres

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher

- Poutre porteuse,
- Poutre non porteuse.

I.2.7. L'Acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.2.8. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

-Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 15 cm et 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.

-Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.2.9. Terrasse

La terrasse sera inaccessible.

I.2.10. Les Escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Pour notre bâtiment, nous avons un seul type d'escalier avec palier à trois volées.

I.2.11. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers,
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau,
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds,

-Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.2.11. Caractéristiques du sol

Selon un rapport du sol, la contrainte admissible du sol est de 2 ,00 bars. La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de 4.2m. La catégorie du site est un site meuble (S3).

I.3. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux à utiliser est indispensable pour la réalisation d'une structure afin de pouvoir garantir les meilleurs critères de résistance, durabilité et d'économie. Nous allons choisir le béton et l'acier.

I.3.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange, avec des proportions convenables, d'un liant généralement le ciment (CPA - CEM II/B 42,5), des granulats : sable ($0 \leq D_s \leq 5$) mm et graviers ($8 \leq D_g \leq 15$) mm et éventuellement un adjuvant. Les constituants sont mélangés avec de l'eau du robinet.

Dans notre projet, le béton est caractérisé par une résistance à la compression, à 28 jours égale à **25 Mpa** et une résistance à la traction de **2,1 Mpa**.

Un module de déformation instantané **Ei28 = 32164,19 Mpa** et un module de déformation différé : **Ev28 = 10818,86 Mpa**.

Le coefficient de poisson ν est pris :

$\nu = 0,2$ calcul des déformations, justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

$\nu = 0$ calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

I.3.2. Aciers

Les aciers sont disponibles en barre de 12m de long. La continuité mécanique entre barres se fait, soit par recouvrement (le plus souvent), soit par soudure bout à bout. Les diamètres normalisés utilisés sont : 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 (mm). Le tableau **I.1** donne les différentes nuances utilisées en béton armé.

Tableau I. 1: Types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE235	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	$T \geq 10$	400
		FeE500		500
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	$0 \leq \emptyset \leq 6$	520

Dans notre projet nous avons utilisé des armatures à haute adhérence (H.A), de nuance FeE500 dont le module d'élasticité longitudinale est $ES = 2.110^5$ Mpa.

I.4. DEFINITION DES ETATS LIMITES

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà de ce seuil, une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Les états limites peuvent être scindés en deux catégories :

A- Etat limite ultime (E.L.U) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma b}}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles.

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée .

Si $t > 24h$ $\theta = 1$. \longrightarrow

Si $1 h < t < 24 h$ $\theta = 0,9$. \longrightarrow

Si $t < 1 h$ $\theta = 0,85$. \longrightarrow

Avec :

t = durée d'application de l'action considérée en heures.

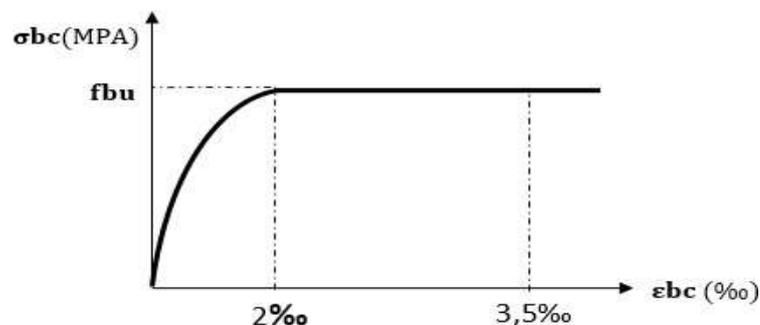


Figure I. 1: Diagramme contrainte-déformation du béton

B. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

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

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

-La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$

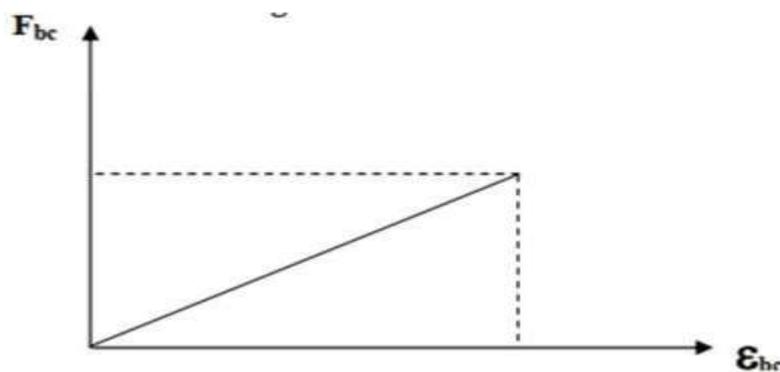


Figure I. 2: Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS

C. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant

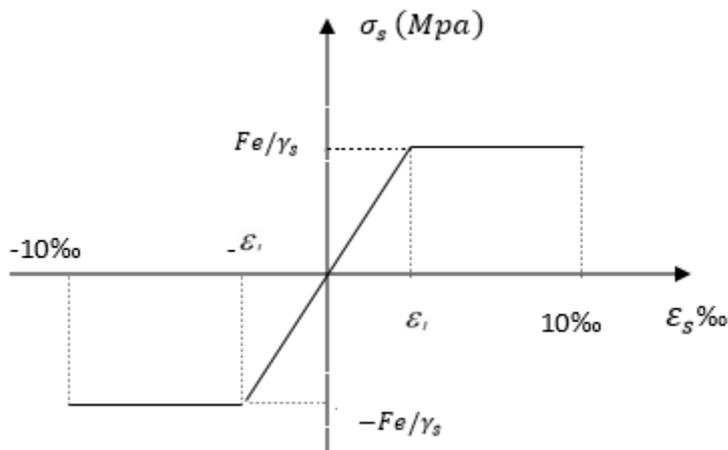


Figure I. 3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

: Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ situations durables

$\gamma_s = 1$ situations accidentales

D. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer -Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \frac{2}{3} f_e$; 150η).

-Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \frac{1}{2} f_e$; 110η).

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les ronds lisse et treillis soudés

$\eta = 1,6$ pour les armateurs a haute adhérence

E. Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport de : $n = E_s / E_b = 15$.

-n : Coefficient d'équivalence.

- E_s : Module de déformation de l'acier.

- E_b : Module de déformation du béton.

I.5. Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes:

-Les sections droites restent planes après déformations,

-Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton,

-Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction,

-Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement et décente de charges

II.1.INTRODUCTION

Le pré dimensionnement de ces éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, en utilisant des formules empiriques données par le (CBA93) et vérifier selon le règlement (RPA 99 version 2003). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers,
- Les poutres,
- Les poteaux,
- Les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

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

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Dalle pleine pour le sous-sol, et certaine partie des planchers.

II. 2.1. PLANCHER A CORPS CREUX :

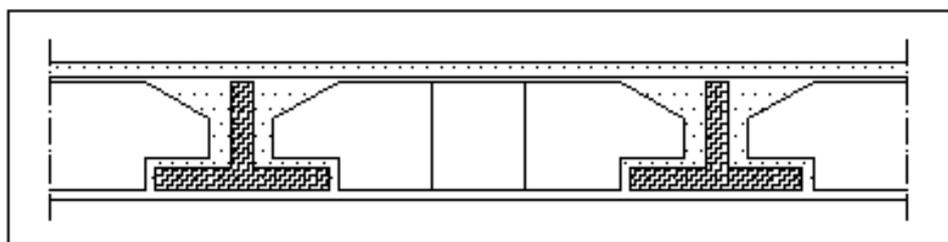


Figure II. 1: Dalle en corps creux.

- ❖ La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

$$h_t = \left(\frac{1}{25}; \frac{1}{22} \right) L \quad \dots\dots\dots \text{(Calcul des ouvrages en BA) [BELAZOUGUI]}$$

L : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nus.

Dans notre cas : L = 4.35 m = 435 cm

$$\frac{435}{25} \leq h_t \leq \frac{435}{22} \Rightarrow 17.4 \text{ cm} \leq h_t \leq 19.77 \text{ cm}$$

❖ Suivant la standardisation nous adoptons un plancher (16+5) cm

⇒

Ht= 21 cm

II. 2.2. PLANCHER A DALLE PLEINE :

A- Résistance au feu :

e = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu.

e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu.

e=17,5 cm : pour quatre (04) heures de coup de feu.

Alors on admet : e = 11 cm

B- Isolation phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm (e ≥ 16 cm)

C- Résistance à la flexion :

➤ Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$

➤ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis pour une portée L_x égale à :

$$L_x = 4.65 - 0.3 \text{ m} = 435 \text{ cm}$$

$$435 / 50 < e < 435 / 40 \Rightarrow 8.7 < e < 10.85$$

Soit : e = 11 cm

Donc pour la dalle pleine, et d'après les conditions précédentes on choisit **e = 16 cm** .

II.3. EVALUATION DES CHARGES

II.3.1. PLANCHER TERRASSE (INACCESSIBLE)

❖ Charge permanente :

- Gravillon de protection (e=5cm ; ρ=17kN/m3).....0,85kN/m2
- Etanchéité multicouche0,12kN/m2
- Forme de pente (emoy=10cm ; ρ=22kN/m3).....2.2kN/m2
- Isolation thermique (liège) (e=4cm ; ρ=4kN/m3).....0,16kN/m2
- Dalle de compression + corps creux (16+5).....2, 80kN/m2
- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m3).....0,20kN/m2

$$G = 6.34 \text{ kN/m}^2$$

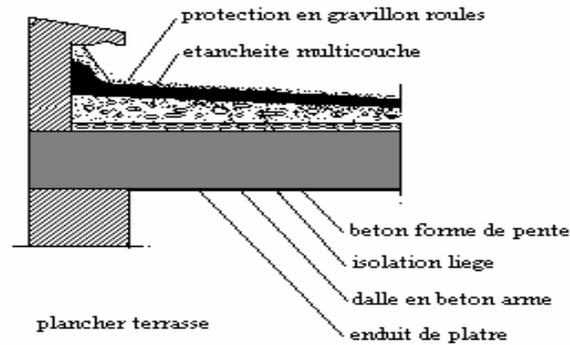


Figure II. 2: Coupe verticale de plancher terrasse à corps creux.

❖ Charge d’exploitation :

Q=1,0kN/m²

II.3.2. PLANCHER ETAGE COURANT

❖ Charges permanentes :

- Carrelage (e=2cm).....0,40kN/m²
 - Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³).....0,40kN/m²
 - Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m³).....0,54kN/m²
 - Dalle de compression + corps creux (16+5).....2.80kN/m²
 - Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m³).....0,20kN/m²
 - Cloisons de distribution (e=10cm).....1,00kN/m²
- G=5.34 kN/m²**

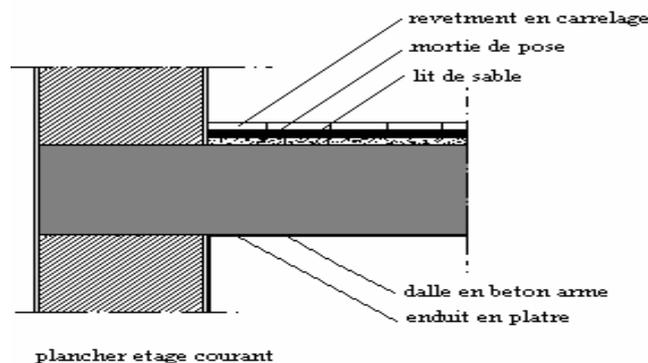


Figure II. 3: Coupe verticale de plancher étage courant à corps creux.

❖ Charge d’exploitation :

Q=1,50kN/m²..... (Habitation)

II.3.3. PLANCHER RDC :❖ **Charges permanentes :**

- Carrelage (e=2cm).....0,40kN/m²
 - Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³).....0,40kN/m²
 - Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m³).....0,54kN/m²
 - Dalle de compression + corps creux (16+5).....2.80kN/m²
 - Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m³).....0,20kN/m²
 - Cloisons de distribution (e=10cm).....1,00kN/m²
- G=5.34kN/m²**

❖ **Charge d'exploitation**

Q=2,5kN/m²..... (Commerciale)

II.3.4. PLANCHER A DALLE PLEINE(sous-sol):❖ **Charges permanentes :**

- Carrelage (e=2cm).....0,40kN/m²
 - Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³).....0,40kN/m²
 - Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m³).....0,54kN/m²
 - Dalle pleine (e=16 cm).....4kN/m²
 - Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m³).....0,20kN/m²
 - Cloisons de distribution (e=10cm).....1,00kN/m²
- G=6,54kN/m²**

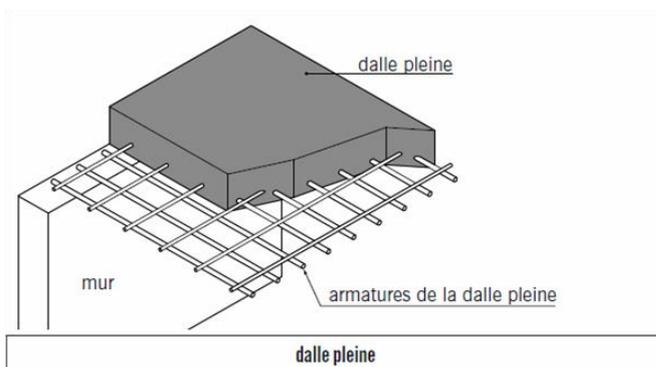


Figure II. 4: Détails d'un plancher à dalle pleine.

❖ **Charge d'exploitation :**

$$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$$

II.3.5. BALCON:❖ **Charges permanentes :**

- Carrelage (e=2cm).....0,40kN/m²
 - Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³).....0,40kN/m²
 - Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m³).....0,54kN/m²
 - Dalle pleine (e=16cm).....4kN/m²
 - Enduit en ciment (e=3cm ; ρ=18kN/m³).....0,36kN/m²
- $$\underline{\underline{G=5,7\text{kN/m}^2}}$$

❖ **Charge d'exploitation :**

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

II.3.6. ACROTÈRE :

- hauteur h=60cm.
- épaisseur e=10cm.

❖ **Charge permanents (G) :**

- Surface de l'acrotère(S) :

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

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

❖ **Surcharge d'exploitation (Q):**

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

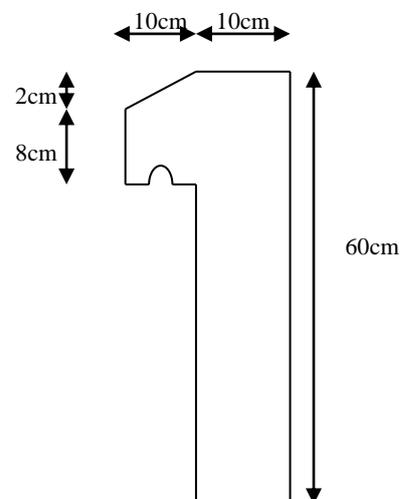


Figure II. 5: ACROTÈRE

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANT

II. 4.1.LES POUTRES :

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

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

2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

II. 4.1.1. Poutres porteuses :

- D’après le “**BAEL 91 modifié 99**” [1] :

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

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

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

- Détermination de la hauteur “h” :

On a : **L=4.35m**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 29cm \leq h \leq 43.5cm$$

On prend :

H= 45 cm

- Détermination de la largeur « b » :

$$h = 45cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13.5cm \leq b \leq 31.5cm$$

On prend :

B =30 cm

- ❖ **Vérification selon le “RPA 99 version 2003” [2]:** (Zone sismique III)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \geq 20cm. \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 45cm \geq 30cm. \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right.$$

- ❖ **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right).$$

$$\frac{45}{435} = 0,09 > 0,0625$$

II. 4.1.2 Poutres non porteuses :

- D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ * 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

- Détermination de la hauteur « h » :

On a : **L=4,3m.**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28.66cm \leq h \leq 43cm$$

On prend :

$$H = 40 \text{ cm}$$

- Détermination de la largeur « b » :

$$h = 40cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12cm \leq b \leq 28cm$$

On prend :

$$B = 30$$

❖ Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [2]: (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres (terrasse, d'étages et RDC) doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \geq 20cm \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 40cm \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,2 < 4. \end{array} \right.$$

❖ Condition de rigidité :

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right).$$

$$\frac{40}{430} = 0,069 > 0,0625 \quad \text{OK}$$

II. 4.2. LES POTEAUX

II. 4.2.1 Principe

Les poteaux sont pré dimensionné en compression simple en choisissant les 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 reprend les charges appliquées sur la surface du plancher lui revenant et les transmettent au sol a travers les fondations, et le calcul étant basé sur la descente de charges. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II. 4.2.2 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].

II. 4.2.3 Loi de dégression :

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

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Ce qui donne : donnée par « **BAEL modifié 99** » [1]

Avec :

- n: Nombre d'étage.
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,....., Qn : Les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II. 1: Dégression des charges.

Niveau des planchers	Charge (kN/m ²)	∑ d'exploitation	∑ d'exploitation (kN/m ²)
T	Q0 = 1	∑0=Q0	1
P09	Q1= 1.5	∑1=Q0+Q1	2,5
P08	Q2= 1.5	∑2=Q0+0,95(Q1+Q2)	3,8
P07	Q3= 1.5	∑3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	5,05
P06	Q4= 1.5	∑4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6,10
P05	Q5= 1.5	∑5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7,00
P04	Q6= 1.5	∑6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7,75
P03	Q7= 1.5	∑7=Q0+0,71 (Q1+.....+Q7)	8,50
P02	Q8= 1.5	∑8=Q0+0,69(Q1+.....+Q8)	9,28
P01	Q9= 1.5	∑9=Q0+0,67(Q1+.....+Q9)	10.05
PRDC	Q10=2.5	∑10=Q0+0,65(Q1+.....+Q10)	11.4
PSS	Q11=2.5	∑11=Q0+0,64(Q1+.....+Q11)	12.84

II. 4.2.4. Dimensionnement des poteaux :

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

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

Avec :

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

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

λ: Elancement d'Euler.

$$\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$$

lf : Longueur de flambement.

i: Rayon de giration

$$\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

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

B : Surface de la section du béton (B=a x b).

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

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

* f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=500\text{MPa}$).

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

* A_s : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle

1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m²].

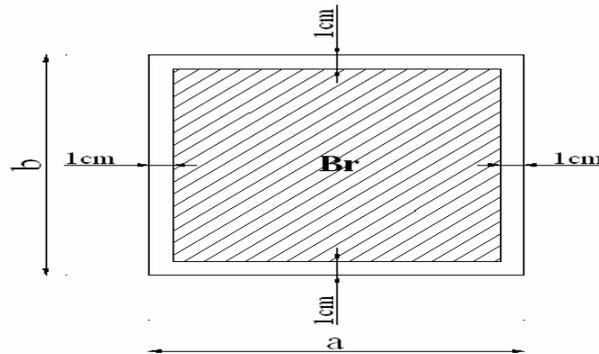


Figure II. 5: Section réduite du poteau.

* 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 :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

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

-Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre

$$\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$$

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

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

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

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

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

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 ($N_{ser}=NG+NQ$).
- B : Section de béton du poteau.
- A_s : Section des armatures ($A_s=2\%B$).
- n: Coefficient d'équivalence

$$\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$$

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

A. LES POTEAUX CENTRAUX :

$S=13.31\text{m}^2$

- La portée de la poutre principale : $L_{pp}=3.75\text{m}$
- La portée de la poutre secondaire : $L_{ps}=3.55\text{m}$

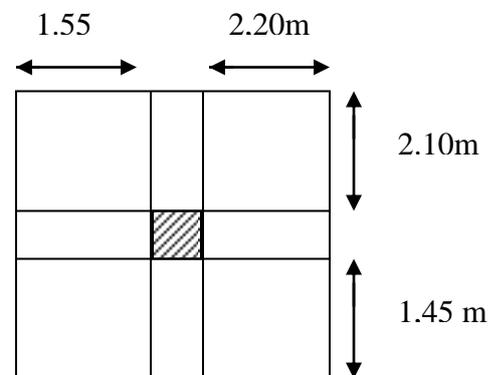


Figure II. 6: surface reprise par le poteau central.

Plancher terrasse :

- Poids du plancher : $G \times S = 6.34 \times 13.31 = 84.38\text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3.75 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 12.66\text{kN}$

- Poids de la poutre secondaire : $L_{ps}xh_xb_x\rho_b=3,55x0,4x0,3x25=10.65\text{KN}$

G=107.69 KN

Plancher étage courant :

- Poids du plancher : $G_xS=5.34x13.31=71.61\text{KN}$
- Poids du poteau : $\rho_b x h_p o t x a x b = 25 x (3,06 - 0,4) x (0,3)^2 = 6.77\text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L_{pp} x h_x b_x \rho_b = 3.75 x 0,45 x 0,30 x 25 = 12.66\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} x h_x b_x \rho_b = 3,55 x 0,4 x 0,3 x 25 = 10.65\text{KN}$

G=101.69 KN

Plancher RDC :

- Poids du plancher : $G_xS=5.34x13.31=71.61\text{KN}$.
- Poids du poteau : $\rho_b x h_p o t x a x b = 25 x (3.75 - 0,40) x (0,3)^2 = 7.54\text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L_{pp} x h_x b_x \rho_b = 3.75 x 0,45 x 0,30 x 25 = 12.66\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} x h_x b_x \rho_b = 3,55 x 0,4 x 0,3 x 25 = 10.65\text{KN}$

G=102.46KN

Ex : Étude de 7ème étage :

$$NG7 = NG8 + NG9 + NGT + P_p \text{ Poteau} = 390.76\text{KN}$$

$$NQ7 = Q_x S = 1.5 x 13.31 = 19.96\text{KN}$$

$$Nu7 = 1,35 NG7 + 1,5 NQ7 = 557.47\text{KN}$$

$$Br \geq 0,066N \Rightarrow Br \geq 447,58\text{cm}^2$$

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

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 23,15\text{cm}$$

$$a = b = 23,15\text{cm}$$

Le choix: **a=b=30cm**

VERIFICATION DE LA SECTION A L'ELS:

$$\text{➤ } N_{ser} = NG7 + NQ7 = 410.72\text{KN}$$

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

$$\sigma_{ser} = 4,75\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec : B=a x b=900cm²

Tableau II. 2: Choix des sections des poteaux centraux.

Niveaux	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix (cm ²)
T	102.19	13.31	157.92	104.23	12.21	30x30	30x30
P09	198.38	19.96	297.75	196.51	16.02	30x30	30x30
P08	294.57	19.96	427.61	282.22	18.80	30x30	30x30
P07	390.76	19.96	557.47	367.75	21.18	30x30	30x30
P06	486.95	19.96	687.32	453.63	23.29	30x30	30x30
P05	583.14	19.96	817.18	539.34	25.22	30x30	30x30
P04	679.33	19.96	947.03	625.03	27.00	30x30	30x30
P03	775.52	19.96	1076.89	710.75	28.66	30x30	30x30
P02	871.71	19.96	1206.75	796.55	30.22	30x30	35x35
P01	967.9	19.96	1336.6	882.16	31.70	30x30	35x35
PRDC	1064.9	33.27	1467.56	968.59	33.12	30x30	35x35

Choix des poteaux centraux :

❖ On adopte pour les poteaux centraux les choix de section (bxh) suivants :

Tableau II. 3: choix finale pour les poteaux centraux.

ETAGES	CHOIX DE SECTION
Sous-sol	45x45
RDC	35x35
1er, 2 ^{ème}	35x35
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	30x30

B. LES POTEAUX DE RIVES :

* La portée de la poutre principale :L_{pp}= 3.95m

* La portée de la poutre secondaire :L_{ps}=1.95m

S=7.70m²

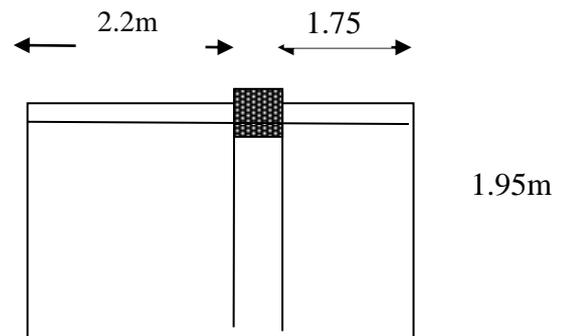


Figure II. 7: surface reprise par le poteau de rive.**PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX DE RIVES :**

- ❖ Même calcul pour les poteaux de rive, Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau II.4

- Plancher terrasse :

- Poids du plancher : $G \times S = 6.34 \times 7.70 = 48.81 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L_{ppxhxbxpb} = 3.95 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 13.33 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L_{psxhxbxpb} = 1.95 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 5.85 \text{KN}$
- Poids de l'acrotère : $G \times S = 0.069 \times 1.725 = 0.12 \text{KN}$

G=68.11KN

Plancher étage courant :

- Poids du plancher : $G \times S = 5.38 \times 7.70 = 41.43 \text{KN}$
- Poids du poteau : $pbxhpotxaxb = 25 \times (3.06 - 0.4) \times (0.3)^2 = 5.98 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L_{ppxhxbxpb} = 3.95 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 13.33 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L_{psxhxbxpb} = 1.95 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 5.85 \text{KN}$

G=66.59KN

Plancher RDC :

- Poids du plancher : $G \times S = 5.38 \times 7.70 = 41.43 \text{KN}$
- Poids du poteau : $pbxhpotxaxb = 25 \times (3.75 - 0.4) \times (0.3)^2 = 7.54 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L_{ppxhxbxpb} = 3.95 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 13.33 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L_{psxhxbxpb} = 1.95 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 5.85 \text{KN}$

G=68.15 KN

Plancher SOUS SOL :

- Poids du plancher : $G \times S = 6.33 \times 7.70 = 48.74 \text{KN}$.
- Poids du poteau : $pbxhpotxaxb = 25 \times (3.75 - 0.40) \times (0.3)^2 = 7.54 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L_{ppxhxbxpb} = 3.95 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 13.33 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L_{psxhxbxpb} = 1.95 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 5.85 \text{KN}$

G=75.46KN

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

Niveaux	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Section (cm ²)
T	64.44	7.70	98.55	65.04	10,06	30x30	30x30
P09	127.36	11.55	189.26	124.91	13.18	30x30	30x30
P08	190.28	11.55	274.20	180.97	15.45	30x30	30x30
P07	253.2	11.55	359.14	237.03	17.39	30x30	30x30
P06	316.12	11.55	444.08	293.09	19.12	30x30	30x30
P05	379.04	11.55	524.98	346.49	20.61	30x30	30x30
P04	441.96	11.55	613.97	405.22	22.13	30x30	30x30
P03	504.88	11.55	698.91	648.09	27.46	30x30	30x30
P02	567.8	11.55	783.85	517.34	24.74	30x30	30x30
P01	630.72	11.55	868.80	573.41	25.95	30x30	30x30
PRDC	695.2	19.25	967.40	638.48	27.27	30x30	30x30

Remarque1 :

- ❖ On adopte pour tous les poteaux de rive les choix de section (bxh) = (30x30)

C. LES POTEAUX D'ANGLES

* La portée de la poutre principale : $L_{pp}=1.60\text{m}$

*La portée de la poutre secondaire : $L_{ps}=1.32\text{m}$

$$S=2.11\text{m}^2$$

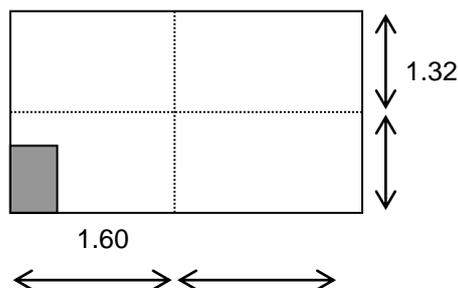


Figure II. 8: surface reprise par le poteau d'angle .

PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX D'ANGLES:

- ❖ Même calcul pour les poteaux de rive, Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau II.5

Plancher terrasse :

- Poids du plancher : $G \times S = 6.34 \times 2.11 = 13.38\text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 1.6 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 5.4\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 1.32 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 3.96\text{KN}$
- Poids de l'acrotère : $G \times S = 0.069 \times 1.725 = 0.12\text{KN}$

G=22.86 KN

Plancher étage courant :

- Poids du plancher : $G \times S = 5.38 \times 2.11 = 11.35 \text{KN}$
- Poids du poteau : $p \times b \times h \times p \times a \times b = 25 \times (3.06 - 0.4) \times (0.3)^2 = 5.98 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L \times p \times h \times b \times p \times b = 1.6 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 5.4 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L \times p \times h \times b \times p \times b = 1.32 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3.96 \text{KN}$

G=26.69 KN

Plancher RDC :

- Poids du plancher : $G \times S = 5.38 \times 2.11 = 11.35 \text{KN}$
- Poids du poteau : $p \times b \times h \times p \times a \times b = 25 \times (3.75 - 0.4) \times (0.3)^2 = 7.54 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L \times p \times h \times b \times p \times b = 1.6 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 5.4 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L \times p \times h \times b \times p \times b = 1.32 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3.96 \text{KN}$

G=28.25KN

Plancher SOUS SOL :

- Poids du plancher : $G \times S = 6.33 \times 2.11 = 13.36 \text{KN}$.
- Poids du poteau : $p \times b \times h \times p \times a \times b = 25 \times (3.75 - 0.4) \times (0.3)^2 = 7.54 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale : $L \times p \times h \times b \times p \times b = 1.6 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 5.4 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L \times p \times h \times b \times p \times b = 1.32 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3.96 \text{KN}$

G=30.26KN

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

Niveaux	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix (cm ²)
T	20.77	2.11	31.20	20.59	6.54	30x30	30x30
P09	45.37	3.17	66.41	43.83	8.62	30x30	30x30
P08	69.97	3.17	99.21	65.48	10.09	30x30	30x30
P07	94.57	3.17	132.43	87.40	11.35	30x30	30x30
P06	119.17	3.17	165.64	109.32	12.46	30x30	30x30
P05	143.77	3.17	198.85	131.24	13.46	30x30	30x30
P04	168.37	3.17	232.05	153.15	14.37	30x30	30x30
P03	192.97	3.17	265.26	175.07	15.23	30x30	30x30
P02	217.57	3.17	298.47	196.99	16.03	30x30	30x30
P01	242.17	3.17	331.68	218.91	16.79	30x30	30x30
PRDC	268.33	5.27	367.00	242.22	17.56	30x30	30x30

Remarque 2 :

- ❖ On adopte pour tous les poteaux d'angles les choix de section $(bxh) = (30 \times 30)$

Conclusion :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux. Les sections sont données au **tableau II .3**.

II. 4.3.LES VOILES

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment ; pour leurs prés dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du règlement RPA99 version 2003.

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

On peut considérer comme voiles les éléments satisfaisant à la condition :

$l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec :

l: Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

D'après le « **RPA 99 version 2003** » [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

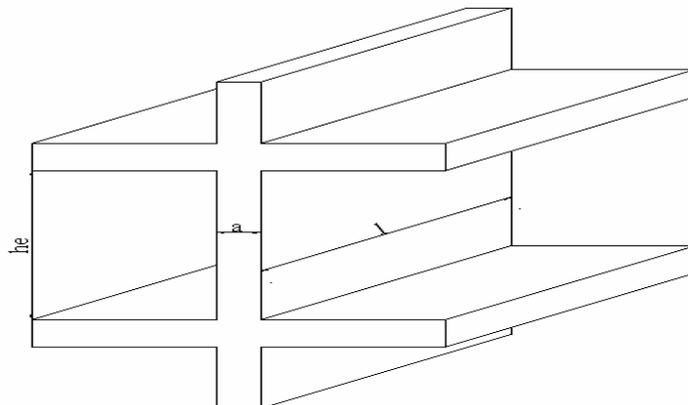


Figure II. 9: Schéma du voile.

On a:

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2.61m \rightarrow a = \frac{h_e}{25} = 10.44cm \dots \dots \dots \text{étage courant} .$$

On prend: **a=20cm**

$$H_{rdc} = 3.74 - 0,45 = 3.29m \rightarrow a = \frac{h_e}{25} = 13.16cm \dots \dots \dots \text{pour le RDC} .$$

On prend : **a=20cm**

D'après le « **RPA 99 version 2003** » [2] : $a_{min}=15cm$

$$a = 20cm > a_{min} = 15cm \dots \dots \dots \text{étage courant} .$$

$$a = 20cm > a_{min} = 15cm \dots \dots \dots \text{pour le RDC et SSOL}$$

CHAPITRE III
Calcul des Eléments
Secondaires

III.1 INTRODUCTION

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement,
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment.

Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, 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

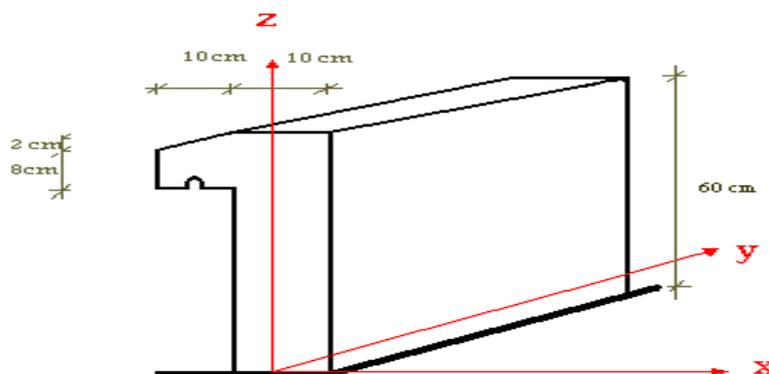
III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural. Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse. Cet élément est exposé aux intempéries, donc la fissuration sera considérée préjudiciable. 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 $Q=1\text{kN/ml}$.

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

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$



- Epaisseur $e=10\text{cm}$

Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges :

A- Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

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

- Poids propre de l'acrotère :

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

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m³) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN / ml}$$

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

B- Charge d'exploitation :

Q=1,00kN/ml Sollicitations de l'acrotère

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

❖ L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ [2]

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) [2] pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,25].....groupe 2.
- C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) [2]... [C_p=0,8].
- W_p : Poids de l'acrotère =2,117kN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117=1,694\text{kN.}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,70 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,70 \text{ kN}$$

- Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G=2,117\text{kN/ml et } Q=1,7\text{KN/ml}$$

III.2.3. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u=1,35G=2,86\text{K N}$$

$$M_u=1,5 \cdot Q_h=1,53\text{KNm}$$

$$T_u=1,5 \cdot Q_h=2,55\text{KN}$$

E.L.S :

$$N_{ser}=G=2,117\text{KN}$$

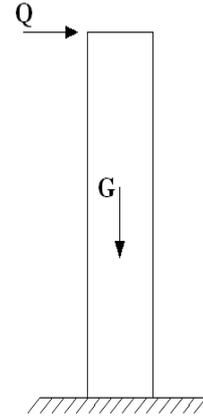


Figure III. 2: Sollicitations de l'acrotère

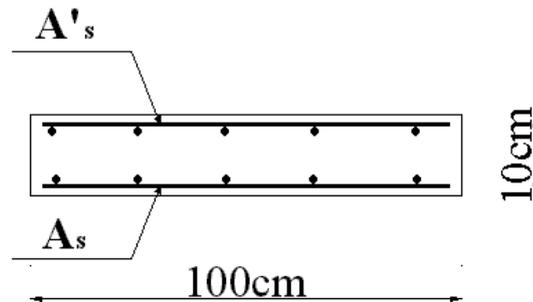
$$M_{ser} = Q_h h = 1.02 \text{ KNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1.7 \text{ N}$$

III.2.4. Ferrailage de l'acrotère :

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

- Calcul de l'excentricité :



$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.53}{2.86} = 0.535 \text{ m} \Rightarrow e = 53.5 \text{ cm}$$

$(h/2) - c' = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_0 > (h/2) - c' \Rightarrow$ Section partiellement comprimée. (SPC)

- Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.53 + 2.86 \left(8 - \frac{10}{2} \right) \times 10^{-2} = 1.62 \text{ kNm} .$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1.62 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14.17} = 0.018$$

$\mu < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.023$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.018 < 0.186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{1.62 \times 10^6}{79.3 \times 348} = 58.7 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$

- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 58.7 - \frac{2.86 \times 10^3}{348} = 50.48 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc} : \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0.505 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.5. Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91 MODIFIÉ 99»[1]

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

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

Avec :

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1\text{ cm}^2 ; 0,966 \text{ cm}^2\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte finalement 6T8=3.02cm²

$$\text{Avec un espacement } S_t \leq \frac{100}{5} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

III.2.6. Armatures de répartitions :

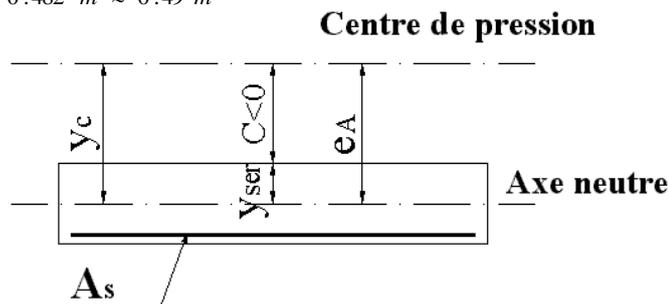
$$A_T \geq \frac{A_T}{4} A_T \Rightarrow 0.755\text{cm}^2$$

$$\text{On choisit } 4\text{T}8=2.01\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } s_r \leq \frac{60-9}{3} = \frac{51}{3} = 17\text{ cm} \Rightarrow s_r = 17\text{ cm}$$

III.2.7. Vérification a l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.02}{2.117} = 0.482\text{ m} \approx 0.49\text{ m}$$



On a :

$$e_0 = 49\text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

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

$$C = d - e_a$$

$$\text{Avec : } e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{1.02}{2.117} + \left(8 - \frac{10}{2} \right) \times 10^{-2} = 0.512\text{ m} \Rightarrow C = 8 - 51,2 = -43,2\text{ cm}$$

D'après le «BAEL 91 modifié 99» [1], on doit résoudre l'équation suivante :

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

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

Avec :

$$n = 15 ; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5589 \quad .54 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 157301 \quad ,50 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1,128 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,978 \Rightarrow \varphi = 167,95^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 86,33$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -86,12 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 48,29 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 37,82 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c=48,29\text{cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 48,29 - 43,2 = 5,09 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} y_{ser} = 5,09 \text{ cm} \\ y_c = 48,3 \text{ cm} \end{array} \right.$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 4611,68 \cdot \text{cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

• **Vérification des contraintes :**

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117 \cdot 10^3 \times 48,3 \cdot 10}{4611,68 \cdot 10^4} \right) \times 50,9 = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 9,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 10,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.8. Vérification de l'effort tranchant :

❖ La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,15 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.5510^3}{80 \cdot 10^3} = 0,031 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

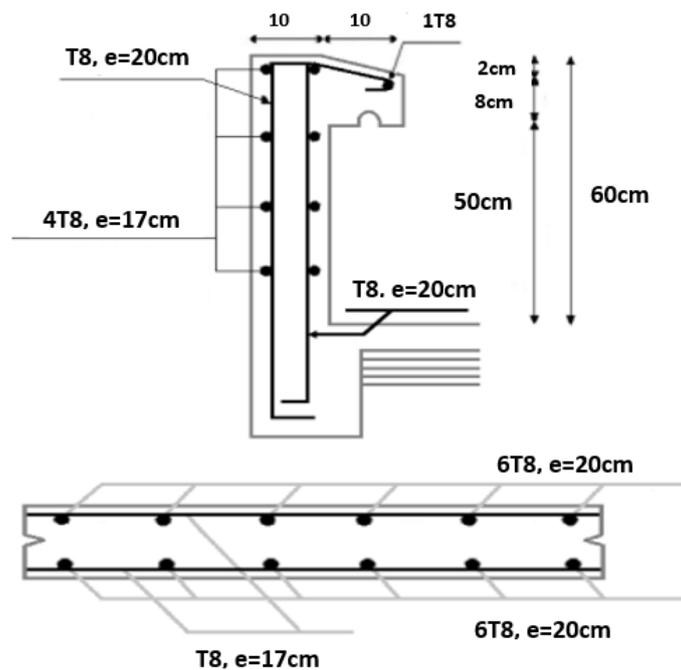


Figure III. 3: Ferraillage de l'acrotère

III.3. ESCALIER

III.3.1. Définition des éléments d'un escalier :

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

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

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

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

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

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

Avec :

n : Le nombre des contre marches

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

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

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

Avec :

n : La racine de l'équation

Dans notre cas l'escalier est composé de trois volées et des paliers intermédiaires. Donc le calcul se fera comme suit :

Volée 1 :

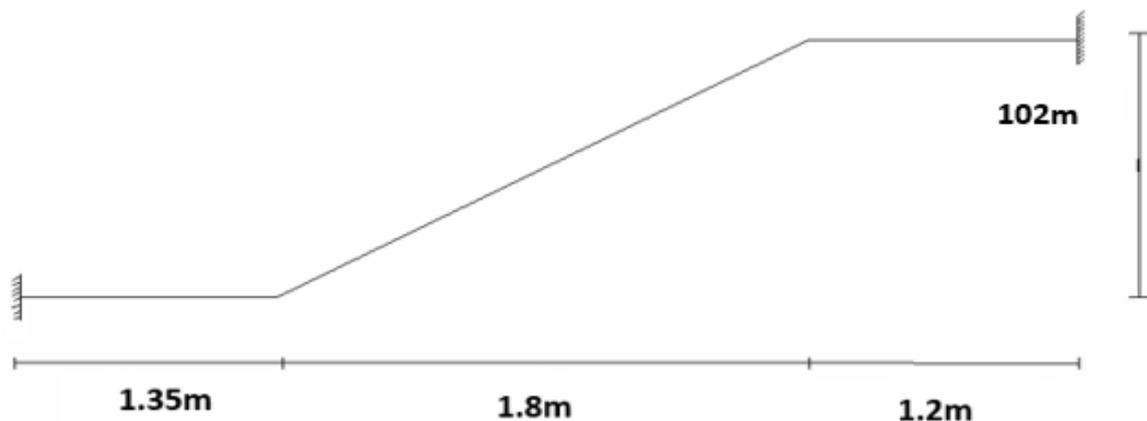


Figure III. 4: Schémas statique de volée 1 de l'escalier.

La valeur de **H** et **L**

$$64n^2 - 448n + 204 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,46 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 7$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=7$
- le nombre des marches $n-1=6$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.02}{7} = 0.17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{1.80}{6} = 0.30m = 30cm$$

Volée 2 :

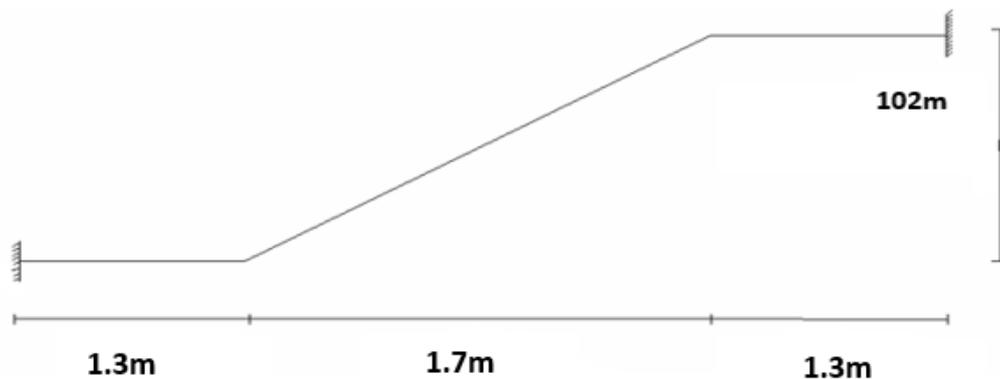


Figure III. 5: Schémas statique de volée 2 de l'escalier.

La valeur de **H** et **L**

$$64n^2 - 438n + 204 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0.502 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 6.34$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=6$
- le nombre des marches $n-1=5$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.02}{6} = 0.17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{1.80}{6} = 0.29m = 30cm$$

On va diviser les marches sur les trois volées comme suit :

- Volée 1: 6 marches.
- Volée 2: 5 marches.
- Volée 3: 6 marches.

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

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

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse : 0

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 11.9 \leq e \leq 17.85 \quad \Rightarrow$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.5 = \sqrt{1.8^2 + 1.02^2} + 1.5 = 3.57m$$

On prend donc l'épaisseur **e=16cm**

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

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

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{180} = 0.57 \alpha = 29.68^\circ \text{ on prend } \alpha = 30^\circ \quad \Rightarrow$$

III.3.2. Evaluation des charges :

a. Palier :

1. Charges permanentes :

- Carrelage (e=2cm) 0,40KN/m²
- Mortier de pose (e=2cm) 0,40KN/m²
- Lit de sable (e=3cm) 0,54KN/m²
- Dalle pleine(e=16cm) 4KN/m²
- Enduit en ciment (e=2cm) 0.36KN/m²

$$\mathbf{G_1=5,70KN/m^2}$$

2. Charge d'exploitation :

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

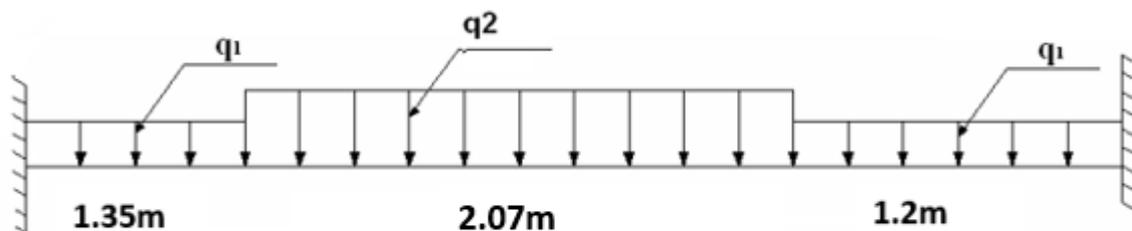
b. Paillasse :**1. Charge permanentes:**

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0.2}{\cos 30}\right) = \dots\dots\dots 5.77\text{kN/m}^2$
- Carrelage (e=2cm) $\dots\dots\dots 0,40\text{kN/m}^2$
- Mortier de pose (e=2cm) $\dots\dots\dots 0,40\text{kN/m}^2$
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0.17}{2} = \dots\dots\dots 2,13 \text{ kN/m}^2$
- Garde-corps $\dots\dots\dots 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Enduit en ciment (e=2cm) $\dots\dots\dots 0,36 \text{ kN/m}^2$

$$G_2=10.06 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation :

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

III.3.3. Schéma statique :**III.3.4. Combinaison des charges :**❖ **E.L.U :**

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

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

❖ **E.L.S :**

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

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

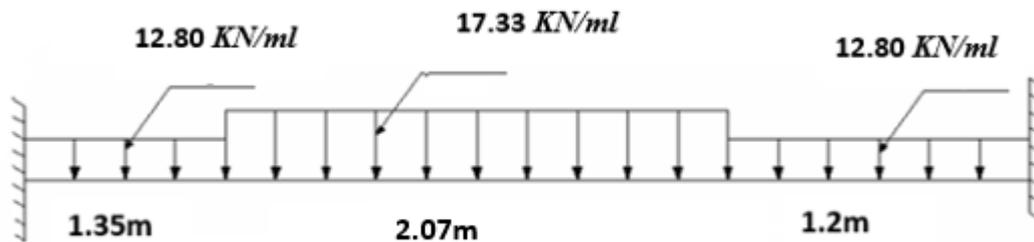
Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III. 1: Charge à l'ELU et l'ELS

	Q1 Palier (KN/ml)	Q2 Paillasse (KN/ml)	Q1 Palier (KN/ml)
ELU	$N_u = (1.35 \times 6.70) + (1.5 \times 2.5) = 12.80$	$N_u = (1.35 \times 10.06) + (1.5 \times 2.5) = 17.33$	$N_u = (1.35 \times 6.70) + (1.5 \times 2.5) = 12.80$
ELS	$N_s = 6.70 + 2.5 = 9.2$	$N_s = 10.06 + 2.5 = 12.56$	$N_s = 6.70 + 2.5 = 9.2$

III.3.5. Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

E.L.U :



- Effort tranchant : $T_U = 49.32 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant : $M_U = 45.27 \text{ KN/m}^2$

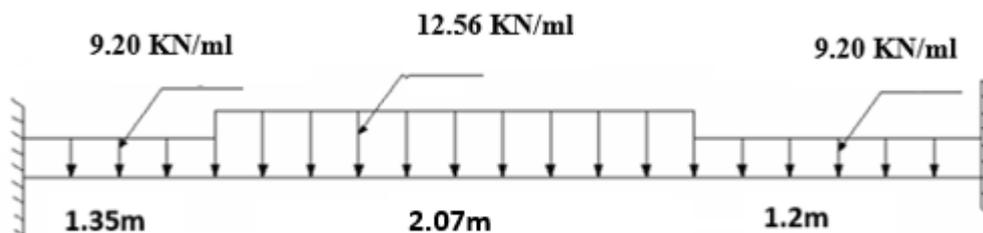
• **En appui :**

$$M_{Ua} = 0.5 \times M_U = 0.5 \times 45.27 = 22.63 \text{ KN/m}^2$$

• **En travée :**

$$M_{Ta} = 0.85 \times M_U = 0.85 \times 45.27 = 38.48 \text{ KN/m}^2$$

E.L.S :



- Effort tranchant : $T_U = 35.46 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant : $M_U = 32.78 \text{ KN/m}^2$

- **En appui :**

$$M_{Ua} = 0.5 \times M_U = 0.5 \times 32.78 = 16.39 \text{ KN/m}^2$$

- **En travée :**

$$M_{Ta} = 0.85 \times M_U = 0.85 \times 32.78 = 27.86 \text{ KN/m}^2$$

III.3.6. Ferrailage de l'escalier :

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

Tel que : b=100cm ; h=16cm

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,85 \times h=13.6 \text{ cm}$$

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

Tableau III. 2: Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	38.48	0,0939	Oui	0	0,123	16.16	5.47	6T12	6.79
Appuis	22.63	0,0553	Oui	0	0,071	16,52	3.15	4T12	4.52

Espacement :

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

On prend : esp=20cm

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

On prend : esp=30cm

Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.42 \text{ cm}^2 \leq A_T \leq 2.83 \text{ cm}^2$

Le choix est de 4T8=2.51cm² avec S_t=25cm.

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.85 \text{ cm}^2 \leq A_T \leq 1.70 \text{ cm}^2$

Le choix est de 5T6=1.41cm² avec S_t=25cm

III.3.7. Vérifications :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_S \geq A_S^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_S = 5.65 \text{ cm}^2 > A_S^{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\text{Sur appui : } A_S = 3.39 \text{ cm}^2 > A_S^{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

b. Effort tranchant :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{49.32 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 49.32 \times 10^3 - \frac{45.27 \times 10^6}{0.9 \times 170} = -246.56 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

C. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0.29 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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.

1. 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'=2.5cm ; d=13.6cm ; b=100cm.

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. 3: Vérification à l'E.L.S de l'escalier

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	27.86	5,65	4,82	16761.68	5.4	Vérifiée
Appui	16.39	3.39	4.14	13207.63	4.72	Vérifiée

2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_i}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{462} = 0.035 \geq 0.0625 \text{ non verifiée} \\ \frac{5.5}{100 \times 13.6} = 0.004 \leq 0.0084 \text{ non verifiée} \\ 0.035 \geq 0.11 \text{ non verifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} \end{cases} ; \quad L=6.83m > 5m$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \text{ Moment d'inertie fictif.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32160MPa ; E_v=10720MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 4: Vérification de la flèche de l'escalier

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
27.86	5.65	0,0033	290.06	7	2.70	0,380	77014.56	32721.23	47523.57

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1.23\text{cm} \\ f_v = 2.12\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.89\text{cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{683}{1000} = 1.18\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.89\text{cm} < \bar{f} = 1.18\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

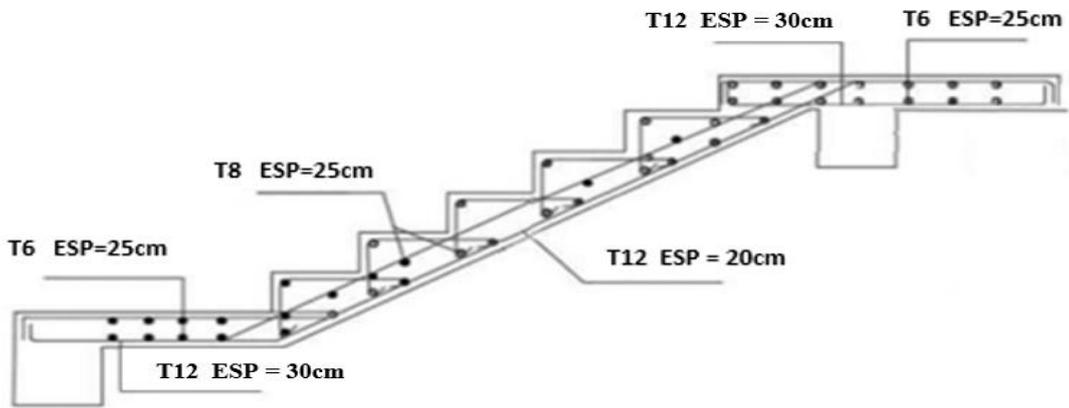


Figure III. 6: Ferrailage de l'escalier.

III.4. ETUDE DES PLANCHERS

III.4.1. Introduction :

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

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

III.4.2. Plancher en corps creux :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

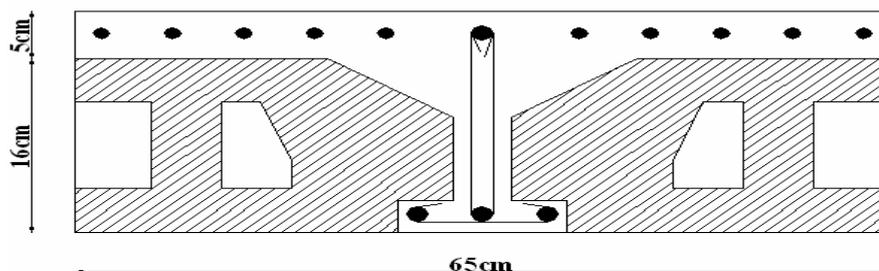


Figure III. 7: Dimensions du corps creux

III.4.2.1. Etude des poutrelles

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

A. Dimensions des poutrelles :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{430}{25} \leq h \leq \frac{430}{20}$$

$$\Rightarrow 17,2 \leq h \leq 21,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

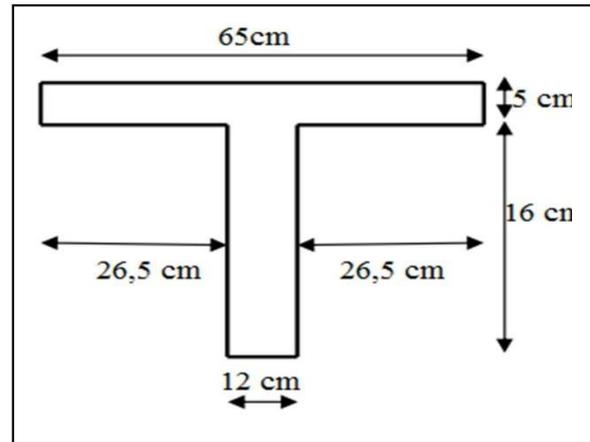


Figure III. 8: schéma de poutrelle

B. Méthode de calcul des poutrelles :

- 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 :

b.1. Méthode forfaitaire [1] :

b.1.1 Domaine d'application :

- **H₁** : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$
- **H₂** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- **H₃** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- **H₄** : Fissuration non préjudiciable.

b.1.2. Exposé de la méthode :

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

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

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

Avec :

- ❖ **M₀** : 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.

b.1.3 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 deux travées

b.2. Méthode de CAQUOT [1] :

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

b.2.1 Exposé de la méthode :

❖ Moment sur appuis :

$$* M_a = 0,15 M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

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

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

❖ Moment en travée :

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

Avec :

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w' " à gauche et " l_e' " à droite, avec :
 - $l'=l$pour une travée de rive
 - $l'=0,8l$pour une travée intermédiaire

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

❖ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_w}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l_w} \\ T_e = -\left(\frac{ql_w}{2} + \frac{M_e}{l_w}\right) \end{cases}$$

Avec :

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

Remarque :Nous avons choisi la 1^{ère} méthode :(méthode forfaitaire)**c. Calcul des poutrelles**

Le calcul se fait en deux étapes :

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

c.1. 1^{ERE} ETAPE :(Avant le coulage de la table de compression)

- Poutrelle de travée L=4.30m

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

c.1.1 Evaluation des charges:➤ **Charges permanentes :**Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15\text{kN/ml}$ Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,91\text{kN/ml}$

$$\mathbf{G = 2,06\text{kN/ml}}$$

➤ **Charges d'exploitation :**

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

c.1.2 Combinaison des charges :

$$\text{➤ E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,75\text{kN/ml}$$

$$\text{➤ E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 2,71\text{ kN/ml}$$

c.1.3 Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,75 \times (4,3)^2}{8} = 8,67 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,71 \times (4,3)^2}{8} = 6,26 \text{ kNm}$$

c.1.4-Ferraillage :

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

$M_u=8,67\text{kNm}$; $b=12\text{cm}$; $d=4,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,52 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

- Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

c.2. 2^{EME} ETAPE :(Après le coulage de la table de compression)

- Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

c.2.1. Evaluation des charges:**❖ Plancher terrasse :**

- Charge permanentes :
 $G=6,34 \times 0,65=4,121\text{kN/ml}$
- Charges d'exploitation :
 $Q=1 \times 0,65=0,65\text{kN/ml}$

❖ Plancher courant :

- Charge permanente :
 $G=5,38 \times 0,65=3,49\text{kN/ml}$
- Charge d'exploitation :
 $Q=1,5 \times 0,65=0,975\text{kN/ml}$

❖ Plancher RDC:

- Charge permanente :
 $G=5,38 \times 0,65=3,49\text{kN/ml}$
- Charge d'exploitation :
 $Q=2,5 \times 0,65=1,625\text{kN/ml}$

c.2.2. Combinaison des charges :

▪ Plancher terrasse :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,54 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 4,77 \text{ kN/ml}$$

▪ Plancher courant :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,17 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 4,5 \text{ kN/ml}$$

▪ Plancher RDC:

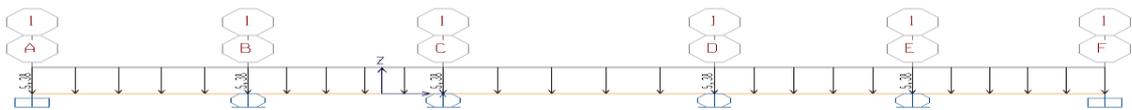
$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,15 \text{ kN/ml}$$

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

✚ Conclusion :

Le plancher RDC est le plus sollicité.

III.4.2.1.1. PREMIER TYPE DE POUTRELLES :(Poutrelles à 5 travées)



- La méthode forfaitaire est applicable car les quatre hypothèses sont vérifiées c'est-à-dire:
 - **H₁** : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$
 - **H₂** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
 - **H₃** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
 - **H₄** : Fissuration non préjudiciable.

$$0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,25}{4,6} = 0,82 < 1,25 \dots\dots\dots \dots\dots \dots\dots \dots\dots \dots \text{ vérifié}$$

$$0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,6}{3,8} = 1,21 < 1,25 \dots\dots\dots \dots\dots \dots\dots \dots\dots \dots \text{ vérifié}$$

$$0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,8}{4,5} = 0,84 < 1,25 \dots\dots\dots \dots\dots \dots\dots \dots\dots \dots \text{ vérifié}$$

$$0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,5}{3,6} = 1,23 < 1,25 \dots\dots\dots \dots\dots \dots\dots \dots\dots \dots \text{ vérifié}$$

Alors, on utilise la méthode forfaitaire .Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentes dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

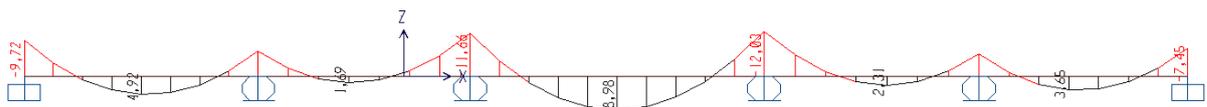
Tableau III. 5: efforts agissant sur les poutrelles à 5 travées.

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
						T _w	T _e	T _w	T _e	
1	-9.72	-7.20	1-2	3.25	4.92	3.64	3..47	-15.04	9.98	-11.4
2	-7.71	-6.90	2-3	4.60	1.69	1.26	14.35	-11.45	10.63	-8.49
3	-11.66	-8.64	3-4	3.20	8.89	6.65	18.00	-17.84	13.33	-13.21
4	-12.06	-8.91	4-5	4.50	2.31	1.71	1.38	-14.87	3.39	-11.01
5	-8.78	-5.76	5-6	3.00	3.65	2.78	13.15	-12.23	9.74	-9.10
6	-7.40	-5.52								

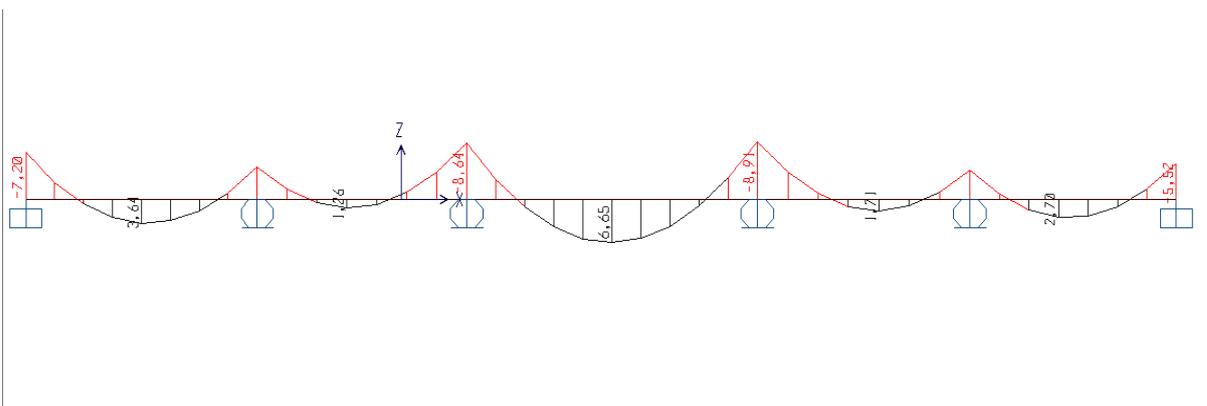
❖ DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES :

- **Moment fléchissant**

ELU :



ELS :



- **Effort tranchant :**

ELU :

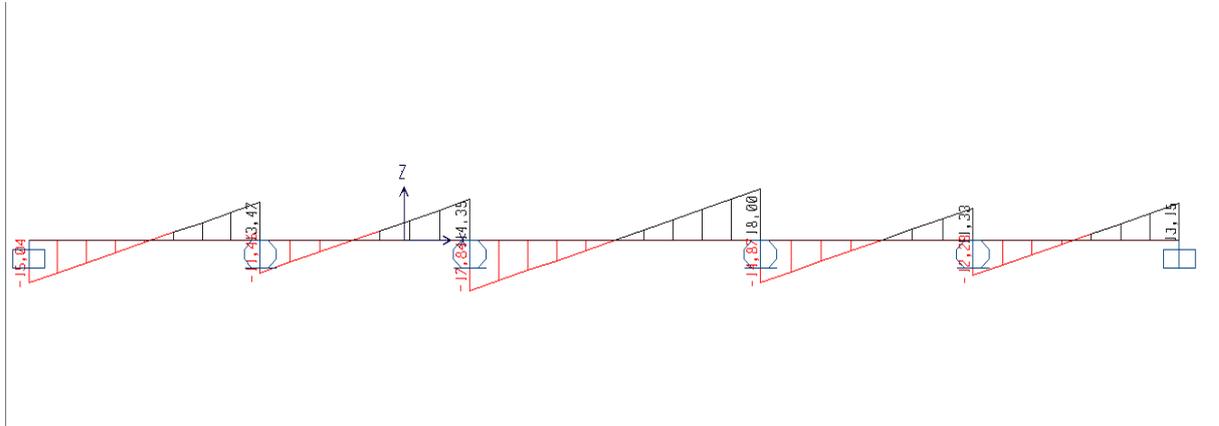


Figure III. 9: Efforts internes agissant sur les poutrelles à 5 travées.

III.4.2.1.2. CALCUL DU FERRAILLAGE :

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

E.L.U :

$$M_{tu}^{\max} = 8.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 12.03 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 18.00 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{\max} = 6.65 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser}^{\max} = 8.91 \text{ kN.m}$$

A- . Ferrailage en travée :

$h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18.9 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

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

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

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

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75.53 \text{ kNm}$$

On a: $M_{tu} = 8.98 \text{ KN m} < M_{tab} = 75.53 \text{ KN m}$.

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. 6: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
8.98	0.03 0	Oui	0	0.04 0	17.72	Oui	10 ‰	435	1.16

A.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1.13 \text{ cm}^2; 1.16 \text{ cm}^2\} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2.36 \text{ cm}^2$)

B. Ferrailage sur appuis :

Tableau III. 7: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
12.03	0,04 0	Oui	0	0.05 1	17.68	oui	10 ‰	435	1.56

B.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.113 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0.113 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T10+1T14 ($A_s = 2.33 \text{ cm}^2$)

C. Vérifications :**C.1. Effort tranchant :**

- Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire: $T_u^{\max}=18.00\text{kN}$.

- 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 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

C.2. Vérification de la compression du béton et des armatures longitudinales :**❖ APPUI DE RIVE :**

- Vérification de la compression du béton [1]:

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

Avec : $T_u=13.15\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{13,15 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 180} = 0,676 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales:

$$A_s = 1,56 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,032 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ APPUIS INTERMEDIAIRES :

- Vérification de la contrainte de compression [1] :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{18,00 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 180} = 0,92 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 1,56 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9 d}}{\sigma_s} = -0,129 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

C.3. Vérification à l'E.L.S :

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

C.4. Vérification des contraintes du béton [1]:

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

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

- D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• Détermination de l'axe neutre :

- On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b=65\text{cm(travée)} ; b_0=12\text{cm(appuis)} ; c=c'=2.5\text{cm}$$

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

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

- 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 :

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

Tableau III. 8: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	6,65	2.36	0	4.03	9245.64	3.01	Vérifiée
Appuis	8,91	1.57	0	3.23	5769.46	4.9	Vérifiée

C.5. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :[3]

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

- $\frac{h}{L} = 0,045 > 0,0625$ non vérifiée

Alors: • $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 < 0,0105$ vérifiée

- $\frac{h}{L} = 0,045 > 0,0738$ non vérifiée

❖ Puisque les deux 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 : $\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$

$\bar{f} = 0.8\text{cm}$ (L=4.6m)

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 [3] :**

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

..... Pour la déformation instantanée.

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

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

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

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. 9: Récapitulatif du calcul de la flèche des poutrelles.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
6.65	2.36	7.143	0.0109	149.08	3.77	1.51	0.623	22538.42	6862.72	11013.56

➤ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \left(f_{c28} \right)^{\frac{1}{3}} = 32160 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10720 \text{ MPa}$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.69 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.303 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.61 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

D. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES ET L'ESPACEMENT :

- L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE (fe=500MPa)

✚ « BAEL 91 modifié 99 » [1]:

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

✚ « RPA 99 version 2003 » [2]:

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

Avec :

- $\phi_l \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$
- \emptyset_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.
- $\emptyset_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$

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

Donc :

-Selon le « BAEL 91 modifié 99 » [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,33 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,022 \text{ cm} \end{array} \right.$$

-Selon le « RPA 99 version 2003 » [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

D.1. Choix des armatures :

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

D.2. Choix des espacements :

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

Donc : $\begin{cases} S_t = 6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

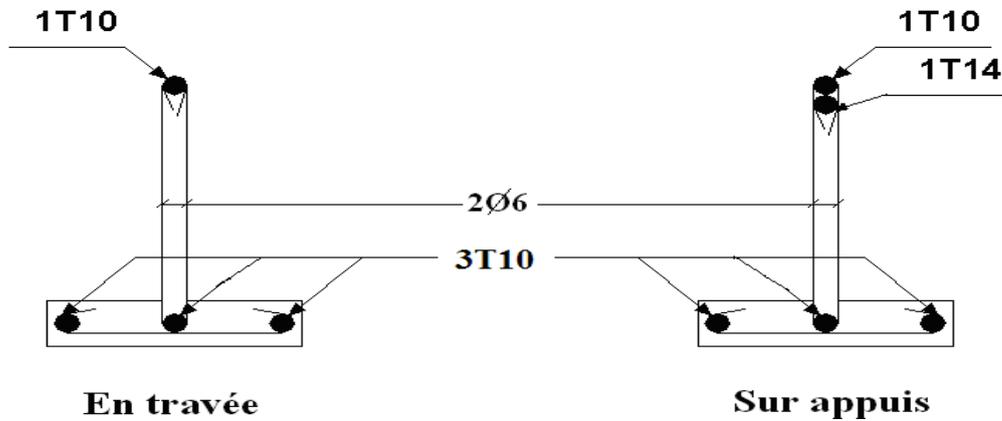


Figure III. 10: Disposition constructive des armatures des poutrelles.

III.4.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

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

Avec :

- L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)
- A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)
- A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)
- $A_2 = \frac{A_1}{2}$
- $Fe=500\text{MPa}$ (quadrillage de TSTIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$)

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

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

- On prend : $6T5=1,18\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $6T5=1,18\text{cm}^2 \rightarrow S_t=16\text{cm}$

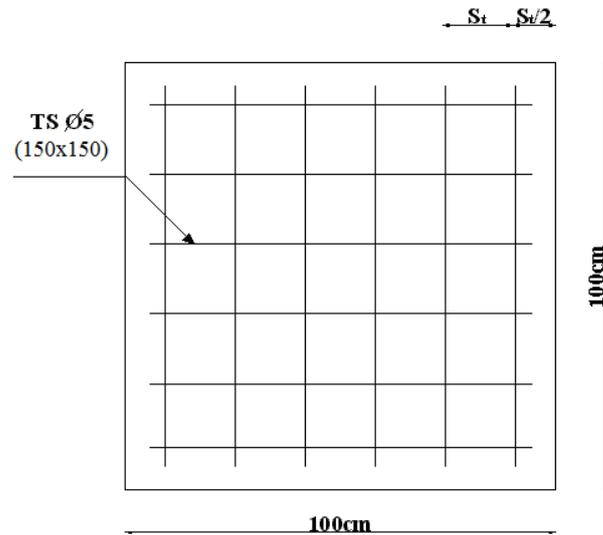


Figure III. 11: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.5. BALCON**III.5.1 Introduction :**

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcul comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

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

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

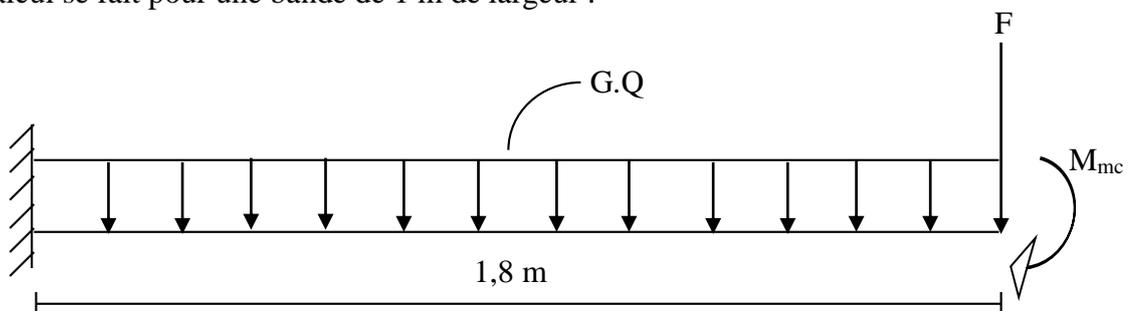


Figure III. 12: Schéma statistique du balcon

III.5.2 Calcul des charges sollicitant le balcon :

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Charge permanente :

Grés cérame ($e = 2\text{ cm}$)	(0,03) (20)	=	0,6 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3\text{ cm}$)	(0,03) (18)	=	0,54kN/m ²
Dalle à épaisseur (16 cm).....	(0,16) (25)	=	4.00kN/m ²
Enduit en ciment (2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²

$$\Sigma G = 5,90\text{kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m :

$$G \times 1\text{m} = 5,90 \times 1 = 5,90 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

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

- Charge concentrée :

- Enduit au ciment :	0,36 kN/m ²
- Maçonnerie (ép=10cm) :	0,90 kN/m ²
- Enduit au ciment :	0,36 kN/m ²

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

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

- Moment due à la main courante :

$$M_{mc} = 1 \times 1,62 = 1,62 \text{ kNm}$$

b. Combinaisons des charges :

Tableau III. 10: Les combinaisons des charges

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,63	8,97
F(kN)	2,19	1,62

c. Calcul des efforts internes :

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

$$M(x) = - \left[Fx + \frac{qx^2}{2} \right] + M_{mc} \dots\dots\dots(1)$$

$$T(x) = - [F + qx] \dots\dots\dots(2)$$

Tableau III. 11: Efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	22,99	16,04
T (kN)	24,93	17,77

III.5.3 Calcul du ferrailage :

a. Armatures principales :

Les données : $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa, $f_{bc} = 18$ MPa, $d = 13,5$ cm, $f_e = 500$ MPa

Tableau III. 12: Ferrailage du balcon

MU (kN.m)	M	$\mu < \mu_r$	A's (cm ²)	A	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)	ESP (cm)
22,99	0,089	oui	0	0,117	12,86	5,14	5T12	5,65	20

St<min { (33et3h) pour une charge répartie
(22 et 2h) pour une charge concentrée

St<min { 33 cm
=> St= 22cm ...Espacement vérifié
22 cm

b. Armatures de répartition :

$$\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2} \rightarrow 1,69\text{cm} \leq Ar \leq 3,39\text{cm}$$

On adopte: **6T8/ml** = 3,02 cm² avec: **S_t=20cm.**

III.5.4 Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,27 \text{ cm}^2$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{18.00 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifie}$$

c. Vérification des contraintes:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- 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":

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

Avec: $n=15$; $\eta=1,6$ (H.A) ; $c'=2.5$ cm ; $d=18.9$ cm ; $b=100$ cm ; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

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

Tableau III. 13: Vérification des contraintes

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (mPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
6.65	2.36	4,32	11271	6,15	vérifiée

d. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} = 0,083 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0,0050 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,083 \geq 0,0697 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

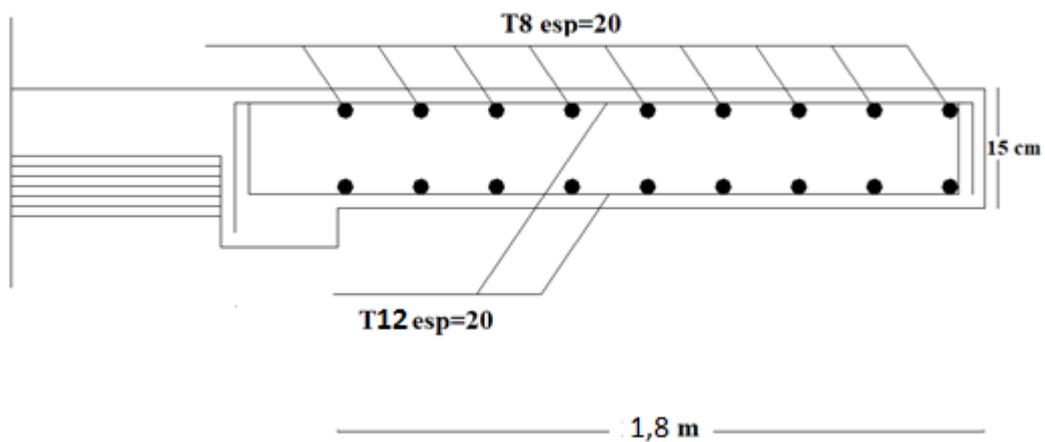


Figure III. 13: Schéma de ferrailage des balcons

CHAPITRE IV

Etude

Dynamique

IV.1. INTRODUCTION

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.

IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.2.1. INTRODUCTION

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE PROPRES

- Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.
- Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée 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.
- $\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.
- $\{x\}$: Vecteur des déplacements.

- L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.
- 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 :

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

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 s'annule 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 $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots \dots \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

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

IV.3. MODELISATION 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.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du **ROBOT2021**. Ce logiciel utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

IV.3.1. Modélisation de la rigidité :

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

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

Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

Chaque voile est modélisée par élément coque (Schelle) nœuds (rectangulaire).

Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable pour les planchers à corps creux ou les dalles pleines).

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.3.2. Modélisation de la masse :

Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 modifié en 2003**[2] avec $(\beta = 0,2)$.

La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, poutres et les voiles est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.4. ETUDE SISMIQUE

IV4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV.4.2. Choix de la méthode de calcul :

- En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "**RPA99 modifié en 2003**" [2]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;
 - ❖ La méthode statique équivalente.
 - ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
 - ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélélogramme.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car une hauteur supérieure à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.4.3. Spectre de réponse :

- Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

- g : Accélération de la pesanteur
- A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du « **groupe 2** » (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (**zone III**) + **groupe 2**.

Donc : A=0,25.

- ❖ η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

- ❖ ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%).
- ❖ R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- ❖ R= 4
- ❖ T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : T₁=0,15 s et T₂=0,5s).
- ❖ Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Tableau IV. 1: Pénalité .

Critère _q	P _q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non Observé	Observé	Non Observé
1-Condition minimale sur les files de Contreventement.	-	0.05	-	0.05
2-Redondances en plan.	-	0,05	-	0,05
3-Régularité en plan.	-	0,05	-	0,05
4-Régularité en élévation.	-	-	-	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux.	0	-	0	-
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	-	0.1	-	0.1
Total	0,25		0,25	

$$\text{Donc : } Q_x = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1.25).$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

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

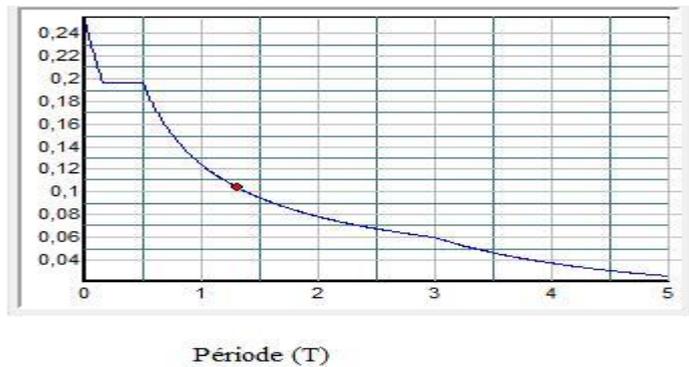


Figure IV. 1 : spectre de Réponse .

IV.4.4. Résultat des forces sismique de calcul :

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le « **RPA99 modifié en 2003** » [2] 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 déterminé 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, ...) Par le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

IV.4.5. Calcul de la force sismique par la méthode de statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

- W = poids de la structure, il est calculé de manière automatique.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.
- Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 modifié en 2003** » [2].

$$\text{Soit : } T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

- h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N
- L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N = 31,28\text{m}$

$$C_T = 0,05 \text{ et } h_N = 31,28 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T = 0,661 \text{ second}$$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

Donc :

$$T_{\text{exp}} = 1,3 * T \rightarrow T_{\text{exp}} = 0,860 \text{ second}$$

_ Vérification de la période numérique de la structure ($T_{\text{numérique}}$):

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur ROBOT), et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{exp}).

il faut que : $T_{\text{numérique}} \leq T_{\text{exp}}$

$$T_{\text{numérique}} = 1,18 \text{ s} > T_{\text{exp}} = 0,860 \text{ s} \Rightarrow \dots$$

La période non vérifiée

IV.5. RESULTAT DE L'ANALYSE DYNAMIQUE:

1- Modèle 1 :



Figure IV. 2 : Vue en 3D du modèle 1.

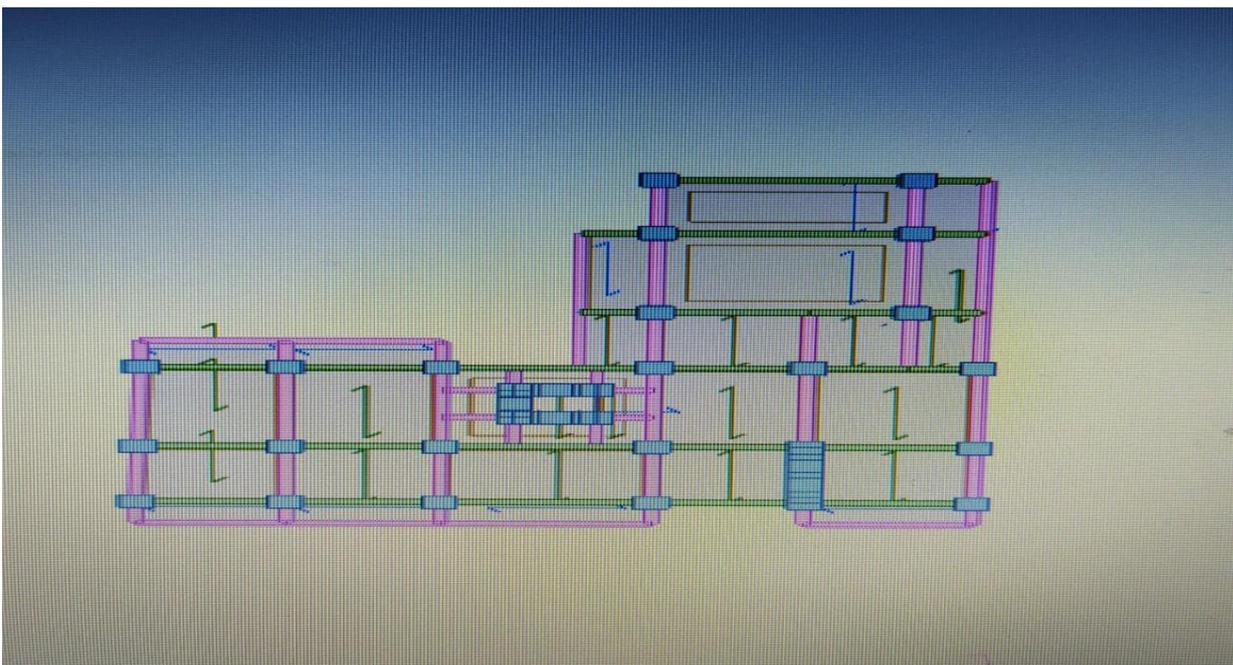


Figure IV. 3 : vue en plan du modèle .

Tableau IV. 2: Dimension des éléments verticaux de chaque niveau

Niveau	Les sections des poteaux (cm ²)	Les sections des poutres principales (cm ²)	Les sections des poutres secondaires (cm ²)
RDC	35 × 35	30 × 45	30 × 40
1er, 2ème	35 × 35	30 × 45	30 × 40
3ème, 4ème, 5ème, 6ème, 7ème, 8ème et 9ème	30 × 30	30 × 45	30 × 40

Dalle pleine (balcon)	Plancher corps creux	Voile
e= 16 cm	(16+5) = 21 cm	e= 20 cm

a. CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUE PROPRES

Tableau IV. 3: Participation massique du modèle 1

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	Masse totale (ton)
1	1,18	7,70	54,19	7,70	54,19	2201,86
2	1,00	63,89	63,80	56,19	9,61	2201,86
3	0,96	67,30	66,06	3,41	2,26	2201,86
4	0,40	69,46	66,07	2,16	0,01	2201,86
5	0,33	77,51	66,07	8,04	0,01	2201,86
6	0,27	77,63	80,53	0,12	14,46	2201,86
7	0,22	80,47	83,82	2,84	3,28	2201,86
8	0,19	89,98	84,07	9,50	0,26	2201,86
9	0,15	90,04	84,07	0,06	0,00	2201,86
10	0,13	90,06	84,23	0,02	0,16	2201,86

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1.18$ s.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant x-x.

b. Résultats des forces sismiques :

- Le facteur de qualité (Q) :

$Q = 1,25$

- Le coefficient de comportement global (R) :

Il est fonction (du système de contreventement):

Contreventement par voiles

$\Rightarrow R = 4,00$

- Le poids de la structure (W) :

$W = 2201,86$ Ton
 $22018,6$ KN

Donc :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W = \begin{matrix} V_x = 3192,09 \text{ KN} \\ V_y = 3255,56 \text{ KN} \end{matrix}$$

il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	2738,49	2553,672864	vérifiée
Sens Y-Y	2784,49	2604,450569	vérifiée

c. Vérification des déplacements inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par:

$\delta_k = R * \delta_{ek}$ (article 4.4.3 R.P.A99/v2003)

$R = 4,00$

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à:

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{etage}}$ (article 5.10 R.P.A99/v2003)

Tableau IV. 4: Vérification des déplacements inter-étage selon x-x

Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
RDC	0.189	1.8	0	1,80	374.0	0,481	Vérifiée
Etage 1	0.464	1.9	1.8	0,10	306.0	0,033	Vérifiée
Etage 2	1.205	2	1.9	0,10	306.0	0,033	Vérifiée
Etage 3	1.956	2.4	2	0,40	306.0	0,131	Vérifiée
Etage 4	2.654	2.4	2.4	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 5	2.678	2.4	2.4	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 6	4.255	2	2.4	0.40	306.0	0.130	Vérifiée
Etage 7	5.523	2	2	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 8	5.254	2	2	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 9	4.332	1.6	2	0.40	306.0	0.130	Vérifiée

Tableau IV. 5: Vérification des déplacement inter-étage selon Y-Y

Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
RDC	0.357	0.95	0	0.95	374.0	0,254	Vérifiée
Etage 1	0.564	2	0.95	0,15	306.0	0,490	Vérifiée
Etage 2	0.954	2.8	2	0,80	306.0	0,261	Vérifiée
Etage 3	1.256	6.05	2.8	3.25	306.0	1.06	Non vérifiée
Etage 4	1.985	8.2	6.05	2.15	306.0	0.702	Vérifiée
Etage 5	2.458	4	8.2	4.2	306.0	1.372	Non vérifiée
Etage 6	3.021	5.2	4	0.80	306.0	0.261	Vérifiée
Etage 7	4.547	6.5	5.2	1.3	306.0	0.137	Vérifiée
Etage 8	3.255	2.4	6.5	3.1	306.0	1.013	Non vérifiée
Etage 9	4.568	2	2.4	0.40	306.0	0.137	Vérifiée

d. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au seisme est limité par la condition suivante:
$$\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad ; \text{ avec :}$$

N : l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

fc28 = **25,00** Mpa

Tableau IV. 6: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	La section adoptée (cm ²)			N (Kn)	ν	Observation
	b(cm)	h(cm)	aire(cm ²)			
RDC	40	40	1600	1865.9	0.388	Non vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	35	35	1225	1796.2	0.421	Non vérifiée
(3,4) ^{ème} étage	30	30	900	1714.6	0.454	Non vérifiée
(5,6,7) ^{ème} étage	30	30	900	1504.9	0.178	Vérifiée
(8,9) ^{ème} étage	30	30	900	600.87	0.092	Vérifiée

Remarques :

- Les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** »
- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le « **RPA99 version 2003** ». Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure

Tableau IV. 7 : Choix final de sections des poteaux .

Niveau	Les sections des poteaux (cm ²)
RDC ,1	55× 55
2, 3,4 Etages	50×50
5, 6,7 Etages	45× 45
8, 9 Etages	40×40

2- Modèle final

Après plusieurs essais de modèles nous avons aboutis au model final.

- **Disposition des voiles**



Figure IV. 4 : Vue en 3D du modèle final .

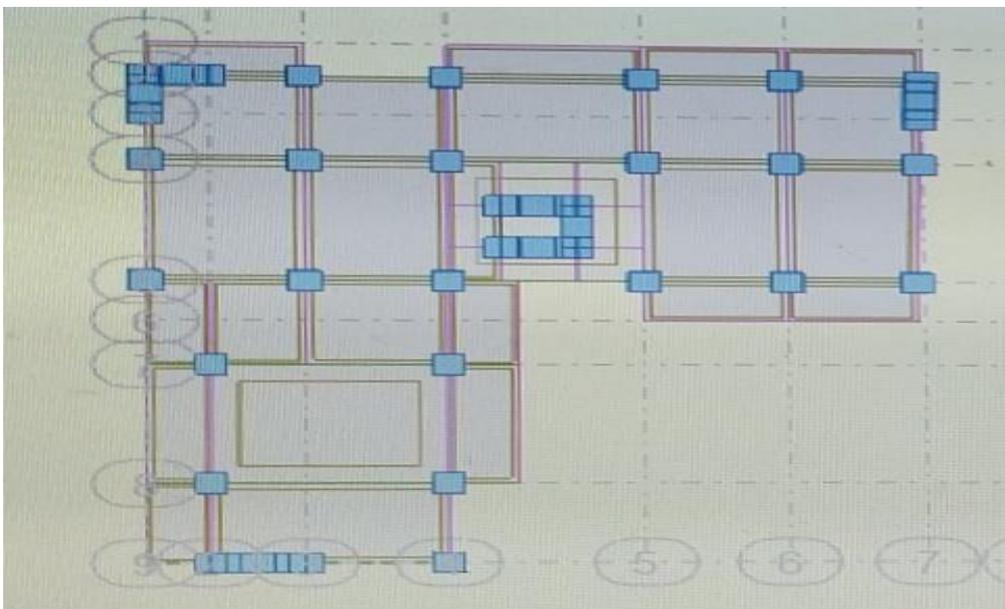


Figure IV. 5 : vue en plan du modèle final .

a- CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUE :**Tableau IV. 8 : Participation massique du modèle final .**

Modes	Période (s)	Masses cumulées U _x (%)	Masses cumulées U _y (%)	Masses modale U _x (%)	Masses modale U _y (%)	Masse totale (ton)
1	0,72	1,3	69,88	1,3	69,88	2429,9
2	0,57	70,31	71,79	69,01	1,9	2429,9
3	0,47	73,26	73,15	2,95	1,36	2429,9
4	0,20	73,59	86,77	0,33	13,62	2429,9
5	0,17	86,99	87,08	13,4	0,31	2429,9
6	0,16	87,09	87,39	0,09	0,31	2429,9
7	0,13	87,28	92,44	0,19	5,05	2429,9
8	0,11	92,22	92,63	4,94	0,19	2429,9
9	0,1	92,54	92,64	0,32	0,02	2429,9
10	0,09	92,71	95,37	0,16	2,73	2429,9

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'escalier et les voiles qu'on a rajoutées.

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.72$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir de 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

❖ Résultats des forces sismique :

- Le facteur de qualité (Q) :

$$Q = 1,25$$

- Le coefficient de comportement global (R) :

Il est fonction (du système de contreventement):

Contreventement par voiles



$$R = 4,00$$

- Le poids de la structure (W) :

$$W = \begin{matrix} 2429,99 & \text{Ton} \\ 24299,9 & \text{KN} \end{matrix}$$

Donc :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W = \begin{matrix} V_X = 3522,82 & \text{KN} \\ V_Y = 3592,87 & \text{KN} \end{matrix}$$

il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	2738,49	2705,523304	vérifiée
Sens Y-Y	2784,49	2759,320432	vérifiée

❖ Vérification des déplacements inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad (\text{article 4.4.3 R.P.A99/v2003})$$

$$R = 4,00$$

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * hauteur_{etage}$ (article 5.10 R.P.A99/v2003)

Tableau IV. 9 : Vérification des déplacement inter-étage selon x-x .

Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
RDC	0.3	1.2	0	1,20	374.0	0,320	Vérifiée
Etage 1	0.4	1.6	1.2	0,40	306.0	0,130	Vérifiée
Etage 2	0.5	2	1.6	0,40	306.0	0,130	Vérifiée
Etage 3	0.6	2.4	2	0,40	306.0	0,130	Vérifiée
Etage 4	0.6	2.4	2.4	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 5	0.6	2.4	2.4	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 6	0.5	2	2.4	0.40	306.0	0,130	Vérifiée
Etage 7	0.5	2	2	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 8	0.5	2	2	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 9	0.4	1.6	2	0.40	306.0	0,130	Vérifiée

Tableau IV. 10 : Vérification des déplacement inter-étage selon Y-Y .

Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
RDC	0.3	1.2	0	1,20	374.0	0,320	Vérifiée
Etage 1	0.5	2	1.2	0,80	306.0	0,264	Vérifiée
Etage 2	0.7	2.8	2	0,80	306.0	0,264	Vérifiée
Etage 3	0.7	2.8	2.8	0,00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 4	0.7	2.8	2.8	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 5	0.7	2.8	2.8	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 6	0.7	2.8	2.8	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 7	0.6	2.4	2.8	0.40	306.0	0.137	Vérifiée
Etage 8	0.6	2.4	2.4	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
Etage 9	0.5	2	2.4	0.40	306.0	0.137	Vérifiée

❖ **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au seisme est limité par la

condition suivante:
$$\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad ; \text{ avec :}$$

N : l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

$f_{c28} =$ 25,00 Mpa

Tableau IV. 11 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	La section adoptée (cm ²)			N (Kn)	ν	Observation
	b(cm)	h(cm)	Aire(cm ²)			
RDC, 1 ^{er}	55	55	3025	2081.18	0,214	Vérifiée
(2,3,4) ^{ème} étage	50	50	2500	1624,50	0,259	Vérifiée
(5,6,7) ^{ème} étage	45	45	2025	994,98	0,131	Vérifiée
(8,9) ^{ème} étage	40	40	1600	399,53	0,099	Vérifiée

❖ Vérification de l'effet $(P - \Delta)$

Les effets de second ordre (ou effet P-Delta) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1 \quad ; \text{(article 5.9 RPA99/v2003)}$$

Tableau IV. 12: Vérification de l'effet $(P - \Delta)$

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	374,0	-32315,2	0,3	2689,24	-0,010	Vérifiée
Etage 1	306,0	-28321,1	0,4	2631,28	-0,014	Vérifiée
Etage 2	306,0	-24931,1	0,5	2510,17	-0,016	Vérifiée
Etage 3	306,0	-21603,7	0,6	2340,38	-0,018	Vérifiée
Etage 4	306,0	-18276,2	0,6	2136,23	-0,016	Vérifiée
Etage5	306,0	-15051,8	0,6	1907,28	-0,015	Vérifiée
Etage6	306,0	-12037,1	0,5	1657,3	-0,012	Vérifiée
Etage7	306,0	-9027,96	0,5	1367,2	-0,011	Vérifiée
Etage8	306,0	-6060,63	0,5	1026,5	-0,010	Vérifiée
Etage9	306,0	-3142,7	0,4	599,0	-0,006	Vérifiée

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	374,0	-32315,2	0,3	2762,49	-0,009	Vérifiée
Etage 1	306,0	-28321,1	0,5	2690,84	-0,017	Vérifiée
Etage 2	306,0	-24931,1	0,7	2556,42	-0,022	Vérifiée
Etage 3	306,0	-21603,7	0,7	2381,17	-0,021	Vérifiée
Etage 4	306,0	-18276,2	0,7	2170,24	-0,019	Vérifiée
Etage 5	306,0	-15051,8	0,7	1938,84	-0,018	Vérifiée
Etage 6	306,0	-12037,09	0,7	1694,85	-0,016	Vérifiée
Etage 7	306,0	-9027,96	0,6	1405,55	-0,013	Vérifiée
Etage 8	306,0	-6060,63	0,6	1061,29	-0,011	Vérifiée
Etage 9	306,0	-3142,7	0,5	631,72	-0,008	Vérifiée

❖ Vérification des conditions du facteur de comportement R :

- **Justification des voiles sous charges verticales :**

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 31594,03\text{kN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 5992,21\text{kN}$.

$$P_{voiles} / P_{Tot} = 18.9 \% < 20\%$$

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, Alors le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=4$) est justifié.

CHAPITRE V

Ferraillage

Des

Éléments Résistants

V.1. INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le *BAEL 91 [1]* et le *RPA99 version 2003[2]*.

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :**V.2.1. INTRODUCTION :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

A- Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=15MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance *FeE5000* ; $\sigma_s=435MPa$

B- Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=15MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance *FeE500* ; $\sigma_s=500MPa$

V.2.2. COMBINAISON D'ACTION :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

A- Selon BAEL 91 [1] :**a.1. ELU** : Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

a.2. ELS :

$$G+Q$$

B-Selon RPA 99 [2]:

Situation accidentelle

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- N^{max}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

V.2.3. RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION 2003[2] :

D'après le **RPA99 version 2003 [2]**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $20cm$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

V.2.4 METHODE DE CALCUL :

Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel ROBOT2021.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux :

1. Situation durable :

- Combinaison : $1,35G+1,5Q$

A- (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V. 1: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_{smin} RPA
RDC et 1 ^{er}	55 × 55	2081,18	7,63	27,09	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 50	1624,50	8,85	23,67	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 45	725,88	8,02	10,54	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40 × 40	399,53	7,36	6.13	14.4

B- (N^{min}, M^{corr}):

Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_{smin} RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	-37,64	5,48	1.84	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	343,24	-8,46	13	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	93,49	-7,90	1.17	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	-37,91	-8,29	1.94	14.4

C- (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_{smin} RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	-1803.24	-68,0581	3,08	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	-925,58	-33,80	21,43	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	-452,6	-34,54	13.96	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	-111,22	-66,72	4,04	14.4

➤ **Situation accidentelle :**

- Combinaison : **G+Q+E**

A- (N^{max}, M^{corr})**Tableau V. 4:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm^2]	N^{max} [kN]	M^{corr} [$kN.m$]	A_s [cm^2]	A_{smin} RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	1696,37	92,01	24,04	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	1345,22	134,73	23,42	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	815,38	40,59	17,18	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	314,43	24,61	6,3	14.4

B- (N^{min}, M^{corr})**Tableau V. 5:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm^2]	N^{min} [kN]	M^{corr} [$kN.m$]	A_s [cm^2]	A_{smin} RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	-1943,67	9,48	30,34	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	-34,34	9,41	1,44	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	74,96	36,24	2,54	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	-23,47	16,73	1,56	14.4

C- (M^{max}, N^{corr}):**Tableau V. 6:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Section [cm^2]	N^{corr} [kN]	M^{max} [$kN.m$]	A_s [cm^2]	A_{smin} RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	2131.3313	-198,05	25,98	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	1464.0058	-173,73	21,16	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	870.741	142,87	13,26	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	195.8896	100,66	3,02	14.4

- Combinaison : $0,8G \pm E$

A- ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	1289,51	-90,03	19,34	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	1018,72	-130,07	16,58	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	616,69	-31,98	5,48	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	238,05	-27,57	4,58	14.4

B- ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$):

Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	-2098,07	10,72	25,72	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	-56,39	17,50	1,76	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	-26,78	20,03	1,62	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	-21,18	11,10	1,52	14.4

C- ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$):

Tableau V. 9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	55×55	1156.28	-200.13	17,37	27.3
1 ^{er} 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	1132.2674	-177.53	15,23	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	662.0629	137,28	6,08	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	157.386	92,13	1,69	14.4

V.2.5. CHOIX DES ARMATURES :

Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A^{adps} (cm ²)	$A^{sup(adp)}$ $=A^{inf}$
RDC et 1 ^{er}	55×55	30,34	27.3	181.5	121	4T20+8T16	28.64	10.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	23,42	22.5	150	100	4T20+8T14	24.88	8.04
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	17,18	18.23	121.5	81	4T16+8T14	20.35	7.1
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	6,13	14.4	96	64	8T10	9,42	5.43

V.2.6. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

a. Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

b. Acier :

i. Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

ii. Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, 150 \eta \right)$

iii. Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{3} f_e, 110 \eta \right)$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers H.A}$$

❖ Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

A- (N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{corr}) :

Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{corr} .)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	ϵ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	ϵ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC 1 ^{er}	55×55	1417,74	21,87	28.64	94.8	250	6.35	15	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	1184,71	23,63	24.12	97.8	250	6.64	15	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	725,88	29,76	20.35	95	250	6.54	15	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	292,02	31,94	15.2	69.4	250	4.95	15	OK

B- (N^{min} , M^{corr}).

Tableau V. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{min} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	ϵ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	ϵ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC 1 ^{er}	55×55	-27,33	-22,90	28.64	31.2	250	2.1	15	OK
1 ^{er} 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	251,57	-25,21	24.12	30.4	250	2.08	15	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	93,41	-33,29	20.35	23.2	250	1.63	15	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	23,41	-41,81	15.2	27.6	250	2.1	15	OK

C- (N^{corr} , M^{max}):

Tableau V. 13: Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{corr} (kN)	M_{ser}^{max} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	ϵ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	ϵ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC 1 ^{er}	55×55	1307.2	-48.53	28.64	70.1	250	4.75	15	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	1268.7	-24.52	24.12	91.4	250	6.25	15	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	393.69	-34.54	20.35	59.1	250	4.22	15	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	130.1	-48.53	15.2	71.6	250	5.78	15	OK

V.2.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**V.2.7.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le BAEL 91 modifié 99 [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.

*** Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

- $\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$
- $\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$
- $\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

- λ : L'élanement du poteau
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau.
- L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections(c m ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u ^{RPA} (MPa)	τ _u ^{BAEL} (MPa)	Vérification
RDC 1 ^{er}	55 × 55	42.47	0.14	24.78	0,075	2.25	3	OK
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50 × 50	182.62	0.73	14.84	0,075	2.25	3	OK
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45 × 45	148.93	0.74	16.49	0,075	2.25	3	OK
7 ^{ème} ,8 ^{ème} 9 ^{ème}	40 × 40	112.70	0.71	18.55	0,075	2.25	3	OK

VII.2.7.2. FERRAILAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

* Selon **BAEL91 modifié 99 [1]** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- Ø_t : Diamètre des armatures transversales.
- Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le **RPA99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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 :

$S_t \leq 10cm$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.
- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédente si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$
 - a : Dimension de la section droite du poteau.
 - L_f : Longueur du flambement du poteau.
- Pour les armatures transversales $f_e=500MPa$ (FeE50).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 15: Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.

Niveaux	Section(cm ²)	Barres	Øl(mm)	St(cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1er	55×55	4T20+8T16	16	10	16
2ème,3ème	50×50	4T20+8T14	14	10	14
4ème,5ème,6ème	45×45	4T16+8T14	14	10	14
7ème,8ème 9ème	40×40	8T10	10	10	10

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 16: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	55x55	3.934	7.15	2.5	42.61	N	10	0.04	1.65	4T8	2.01
						C	16	0.06	2.5	4T10	3.14
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50x50	2.142	4.28	3.75	182.62	N	10	0.45	2.4	4T10	3.14
						C	14	0.68	3.6	6T10	4.71
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45x45	2.142	4.76	3.75	148.93	N	10	0.37	1.62	4T8	2.01
						C	14	0.56	2.43	4T10	3.14
7 ^{ème} ,8 ^{ème} 9 ^{ème}	40x40	2.142	5.36	2.5	112.7	N	10	0.18	1.2	4T8	2.01
						C	10	0.18	1.2	4T8	2.01

V.2.8. LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

- Ø=20mm..... L_r=100cm
- Ø=16mm..... L_r=80cm
- Ø=14mm..... L_r=70cm
- Ø=12mm..... L_r=60cm

	A × B=55 × 55
Sous-sol RDC 1^{er}	
	A × B=50 × 50
2^{ème}, 3^{ème}	
	A × B=45 × 45
4^{ème}; 5^{ème} et 6^{ème}	
	A × B=40 × 40
7^{ème}; 8^{ème} et 9^{ème}	

Figure V. 1: ferrailage des poteaux.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :**V.3.1. INTRODUCTION :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- **Situation durable** $1,35G+1,5Q$

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; $F_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

- **Situation accidentelle** $G+Q+E$

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1$; $F_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$.

V.3.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%$ en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3. CALCUL DU FERRAILLAGE :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ROBOT21**. Ont disposé 2 types de poutres :

- Sens porteur (poutre porteuse $30x45$).
- Sens non porteur (poutre secondaire $30x40$).

❖ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- POUTRES PORTEUSES (30x45)

a. *Situation durable* : $1,35G+1,5Q$

Tableau V. 17: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.

	Section (cm ²)	Position	Mmax (KN.m)	As (cm ²)
Habitation	30x45	Travée	58,77	4.21
	30x45	Appui	-100.94	9.5
Terrasse	30x45	Travée	14.24	0.9
	30x45	Appui	-117.23	10.9

b. *Situation accidentelle* : G+Q+E

Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.

	Section (cm ²)	Position	Mmax (KN.m)	As (cm ²)
Habitation	30x45	Travée	130.62	11.8
	30x45	Appui	-203.13	15.5
Terrasse	30x45	Travée	124.34	10.6
	30x45	Appui	-180.37	12

c. *Situation accidentelle* : 0.8G +E

Tableau V. 19: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.

	Section (cm ²)	Position	Mmax (KN.m)	As (cm ²)
Habitation	30x45	Travée	178.81	11.8
	30x45	Appui	-108.75	10
Terrasse	30x45	Travée	126.68	10.2
	30x45	Appui	-203.53	15.6

1- POUTRES SECONDAIRES (30x40)

a. *Situation durable* : $1,35G+1,5Q$

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

	Section (cm ²)	Position	Mmax (KN.m)	As (cm ²)
Habitation	30x40	Travée	44,11	3
	30x40	Appui	-57.51	4
Terrasse	30x40	Travée	32.08	1.9
	30x40	Appui	-66.48	3.8

b. Situation accidentelle : G+Q+E**Tableau V. 20:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

	Section (cm ²)	Position	Mmax (KN.m)	A _s (cm ²)
Habitation	30x40	Travée	90.56	7.6
	30x40	Appui	-79.73	6.3
Terrasse	30x40	Travée	86.82	7.2
	30x40	Appui	-80.52	7

c. Situation accidentelle : 0.8G +E d'urgence**Tableau V.25 :** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.**Tableau V. 21:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

	Section (cm ²)	Position	Mmax (KN.m)	A _s (cm ²)
Habitation	30x40	Travée	102.22	9.8
	30x40	Appui	-101.23	9.7
Terrasse	30x40	Travée	92.56	7.9
	30x40	Appui	-198.06	12.4

V.3.4. CHOIX DES ARMATURES :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

a- POUTRES PORTEUSES (30 x 45)**Tableau V. 22:** Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.

	Section	Position	A _{s max} z.c (cm ²)	A _{s max} z.r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (A _s)	A _{s max} ^{adp} (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
Habitation	30x45	Travée	48	72	6	11.8	8T14	12.31	4T16
	30x45	Appui	48	72	6	15.5	8T16	16.08	4T14
Terrasse	30x45	Travée	48	72	6	10.6	8T14	12.31	4T16
	30x45	Appui	45	72	6	15.6	8T16	16.08	4T14

b- POUTRES NON PORTEUSES (30 x 40)**Tableau V. 23:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

	Section	Position	A _{s max} z.c (cm ²)	A _{s max} z.r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (A _s)	A _{s min} ^{adp} (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
Habitation	30x40	Travée	54	81	6.7	9.8	8T14	12.31	4T14
	30x40	Appui	54	81	6.7	9.7	8T14	12.31	4T14
Terrasse	30x40	Travée	54	81	6.7	7.9	6T14	9.24	3T14
	30x40	Appui	54	81	6.7	12.4	3T20+3T14	14.04	3T20

V.3.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=500MPa$$

Tableau V. 24: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x45	16.08	1,17	Vérifiée
30x40	14.04	1,04	Vérifiée

Les sections choisies sont tous supérieure à A_s^{\min} alors la condition est vérifiée.

V.3.6. VÉRIFICATION VIV A VIS DE L'ELS :

Les contraintes sont calculées a l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par

- **Béton.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

- **Acier.**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0.5f_e, 110 \times \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable. On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 250 MPa \end{cases}$$

Tableau V. 25: Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.

	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Habitation	Travée	43,52	3.3	15	86.6	240	Vérifier
	Appui	-73,21	4.3	15	145.6	240	Vérifier
Terrasse	Travée	42.31	3.17	15	84.1	240	Vérifier
	Appui	-75.94	4.1	15	151.04	240	Vérifier

Tableau V. 26: Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Habitation	Travée	46.87	6.5	15	60.5	240	Vérifier
	Appui	-84.97	6.92	15	166.3	240	Vérifier
Terrasse	Travée	57.68	4.98	15	94.9	240	Vérifier
	Appui	-91.23	7.85	15	198.4	240	Vérifier

V.3.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié**

99

Tableau V. 27: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ _u (MPa)	Vérifier
30x45	175.82	1.35	2.5	vérifier
30x40	160.07	1.28	2.5	vérifier

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance $FeE40$ ($f_e=500\text{MPa}$).

- 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 RPA 99 version 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 :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = 1,29 \text{ cm}$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 28: calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S ^{sup} _t (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x45	175.82	1.35	36.45	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8	2.01
30x40	160.07	1.28	32.4	10	20	10	20	1,8	4T8	2.01

V.3.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

$$L_r = 50\phi \text{ (zone III).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 100 \text{ cm}$
- $\phi = 16 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 80 \text{ cm}$
- $\phi = 14 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 70 \text{ cm}$
- $\phi = 12 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 60 \text{ cm}$

V.3.9. VERIFICATION DE LA FLECHE :

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

- 1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M}$
- 3- $\frac{As}{(b \times d)} \geq \frac{4,2}{f_e}$

Où : L = portée de la poutre

h = hauteur de la section

VII.3.9.1. CALCUL DE LA FLECHE :

D'après BAEL 91 :

On doit vérifier $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\diamond \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5,00 \text{ m}$$

$$\diamond \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

$$\diamond f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$\diamond \text{ Avec } \begin{cases} I_{Fi} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \end{cases} \quad \text{et } \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

- $\rho = As / (b \cdot d)$;
- $\lambda_i = (0,05 \cdot f_{t28}) / \rho(2 + 3b_o/b)$;
- $\lambda_v = (0,02 \cdot f_{t28}) / \rho(2 + 3b_o/d) = 2/5 \lambda_i$
- I_0 : le moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
- $E_v = 1/3 E_i$

Si $\mu < 0$ on prend $\mu = 0$

Tableau V. 29: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A ^{adps} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	\bar{f} (cm)
4.65	43,52	16.08	349312.5	0.327	0.3627	0.2104	0.93
4.60	42.31	12.31	256000	0.5056	0.5661	0.3031	0.92

V.3.12. ARRÊT DES BARRES [1]

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée int ermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

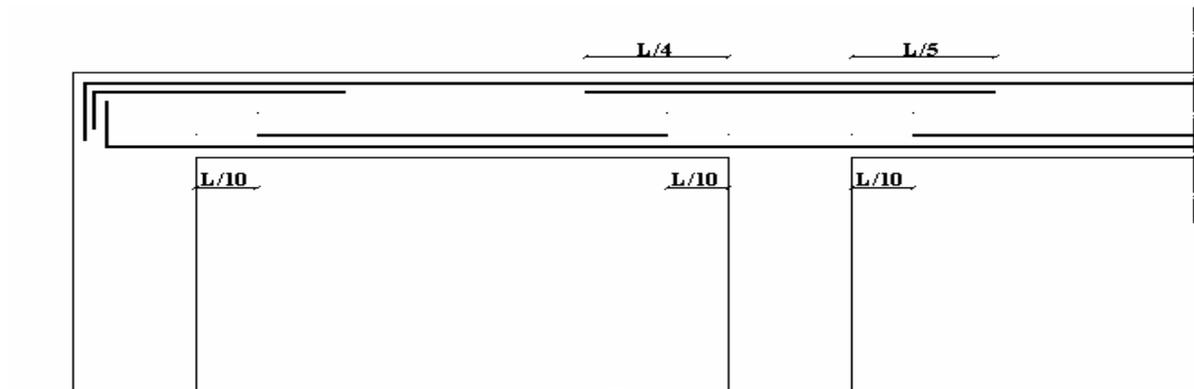


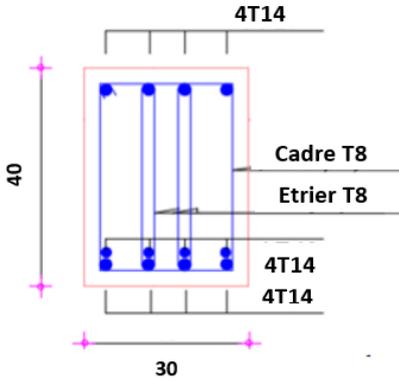
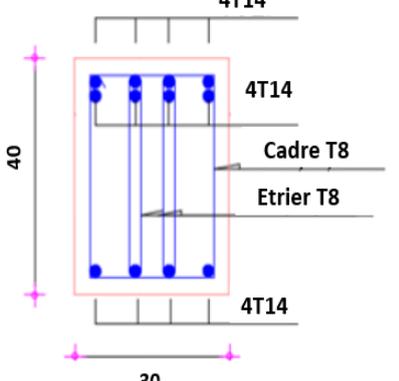
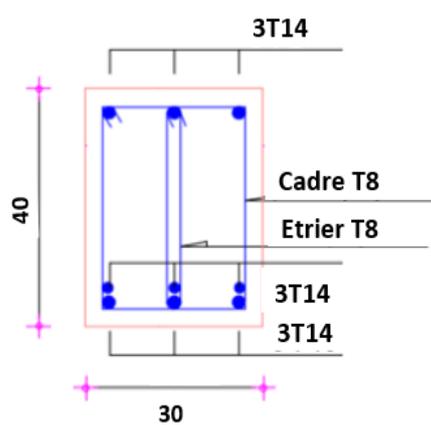
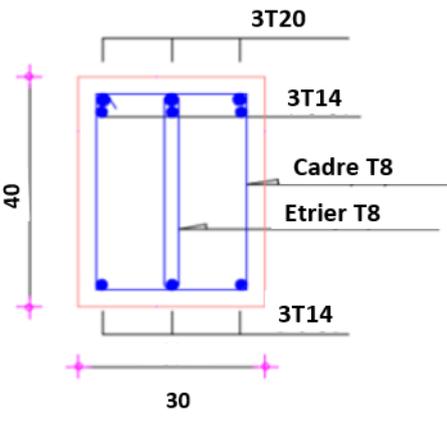
Figure V. 2: Arrêt des barres dans les poutres

V.3.11. Schéma de ferraillage des poutres :

Tableau V. 30: Schéma de ferraillage des poutres porteuses 30x45.

TRAVEE	APPUIS
Habitation	
Terrasse	

Tableau V. 31: Schéma de ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

TRAVEE	APPUIS
	
Habitation	
	
Terrasse	

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :**V.4.1. GENERALITES :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

VII. 4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La *Figure (a)* montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

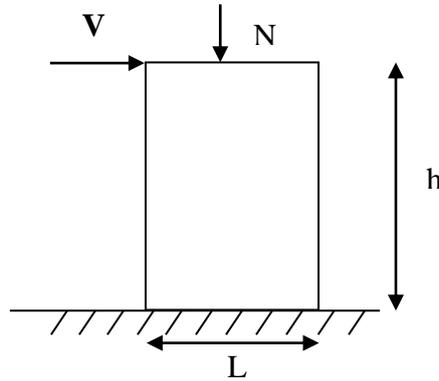


Figure V. 3: les charges soumises au voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

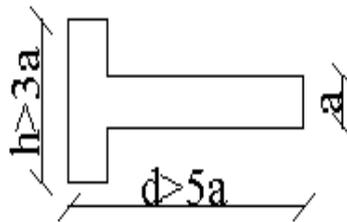
- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

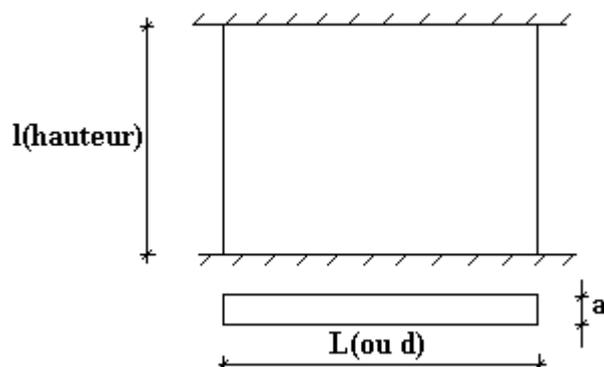
En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

V.4.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES :**a. Conditions d'application:**

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

**Figure V. 4:** Définition de l'élément (voile).**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

 l : la hauteur libre du mur; l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.**Figure V. 5:** Mur encastre.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduite de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 32: Valeurs de (l_f/l) cas d'un mur non raidi latéralement.

<i>Liaisons du mur</i>		<i>Mur armé verticalement</i>	<i>Mur non armé verticalement</i>
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,80	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,90
<i>Mur articulé en tête et en pied</i>		1,00	1,00

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient : l_f : longueur de flambement calculée en (**b**)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Tableau V. 33: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<i>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification :

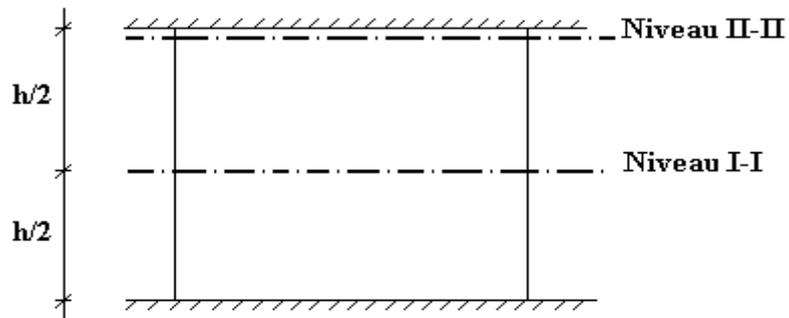


Figure V. 6: Niveaux de vérifications des contraintes de l'âme de voile.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V. 34: Aciers verticaux et horizontaux pour les voiles.

	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_c} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ <p>par moitié sur chaque face</p> <p>Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive</p> <p>$\theta = 1$ pour un voile intermédiaire</p>	$\rho_H = \frac{A_H}{100 a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3} ; 0,001 \right]$ <p>ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée</p>

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ tim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V. 35: Aciers transversaux dans les voiles.

	<i>Nombres d'armatures transversales</i>	<i>Diamètre ϕ_t</i>
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15\phi_l$	8mm

f. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

V.4.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX :**V. 4.4.1. Introduction :**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91 [1]** et **RPA 99[2]**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.4.4.2. Méthode simplifié (variante2) pour les voiles rectangulaires :**Nota :**

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **ROBOT2021**(il s'agit des contraintes S_{22})
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.

- Dans notre cas les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction (ici 0,8G +E) du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.

Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (\text{traction}) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (\text{compression}) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

V.4.4.4. Acier horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s)$$

$$A_{h2} = \frac{\tau_u b_0 S_t}{0,8(0,8 f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8 f_e} \cdot 1,25$$

$$A_h^{\min} = 0,15 \% a l$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par le **ROBOT2021**

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min})$$

V.4.4.5. Acier supplémentaire disposition constructive :

- **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

Tableau V. 36: Aciers supplémentaires

<i>Aciers de peau</i>	<i>Unité</i>	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Section minimale</i>	cm^2	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
<i>Espacement maximal</i>	m	0,5	0,33

V.4.5. PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION 2003) [2] :

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de $0,2\%$.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à $0,20\%$ de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm .

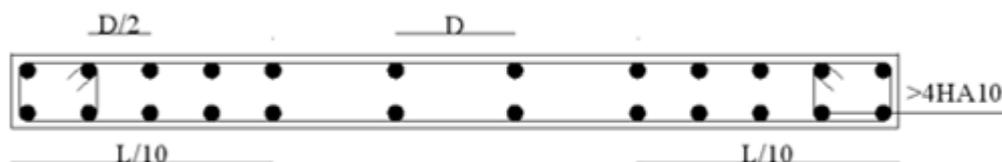


Figure V. 7: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile $0,15\%$
 - En zone courante $0,10\%$

a. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

deux valeurs suivantes : $s \leq \begin{cases} 1,5 a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$

b. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

c. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

d. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

e. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.6. CALCUL DES CONTRAINTES LIMITES EN COMPRESSION :

Exemple de calcul (voile V3) :

Soit le voile de longueur

$$L = 2.75 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.74 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0.687 \text{ m}$ et de section $S_i = L^i \cdot a$.

- **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3.06 m d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3.74 - 0.45 = 3.29 \text{ m}$ (0.45 m : hauteur de la poutre)

Tableau V. 37: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	<i>m</i>	$3.29 \times 0.85 = 2.218$	$3.29 \times 0.8 = 2.088$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 40.48$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 38.10$
Coefficient α		<i>0.231</i>	<i>0.252</i>
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 0.687m$	m^2	$(a-0.02)d = 0.12$	$(a-0.02)d = 0.12$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \text{ lim}}{a d}$ Avec $d = 0.687 m$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0.231}{0.2 \times 0.687} \left(\frac{0.12 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{bna} = 4.99$	$\sigma_{ba} = \frac{0.252}{0.2 \times 0.687} \left(\frac{0.12 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 5.45$

Remarque:

σ_{ba} correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,2) (0,687) m^2$$

$$A_s = 1,37.10^{-4} m^2$$

a. Aciers verticaux :

Les valeurs des contraintes moyennes qui sont lues directement au milieu de chaque maille à la base des voiles sont des contraintes de traction

Dans ce qui suit on définit :

Tableau V. 38: Calcul des armatures verticales de l'exemple

Maille <i>Li=0.687m</i>	1	2	3	4
Dimensions (m²) <i>(a*l) = S_j</i>	0.137	0.137	0.137	0.137
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	4.6	1.09	3.67	6.2
Contrainte tangentielle par maille τ_u (MPa)	1,82	2,3	2,32	2,24
Force de traction <i>F_t(MN) =σ_jS_j</i>	0.6302	0.2603	0.5028	0.8494
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ <i>(situation accidentelle γ_s= 1)</i>	12.604	5.206	10.056	16.99
Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL: <i>0,1%S_{béton}</i> 2. Selon RPA99: <i>0,15 %S_{béton}</i>	1,37 2,05	1,37 2,05	1,37 2,05	1,37 2,05
Acier total <i>(sur deux faces en cm²)</i> S_i : espacement (cm)	2x7HA16 = 28,13 $\frac{68.7}{6}$ =11.45	2x7HA16 = 28,13 $\frac{68.7}{6}$ =11.45	2x7HA16 = 28,13 $\frac{68.7}{6}$ =11.45	2x7HA16 = 28,13 $\frac{68.7}{6}$ =11.45
S ≤ (1.5 a,30cm)=30cm	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

B-Armatures horizontales :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1.4 \times 1.92 \times 200 \times 300}{0.8 \times 500 \times 0.8} = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = A_s \text{ \{section d'acier vertical de la maille la plus armé\}}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (28,13) = 18,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15 \%) . a . b = \frac{0,15}{100} (20)(80) = 2,4 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1} , A_{h2} , A_h^{\min}) = 18,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 6T16 = 24,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{80}{5} = 16 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 16 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$ vérifié

- La méthode décrite dans l'exemple précédent sera utilisée pour les autres voiles de la structure. Les tableaux qui suivent récapitulent les résultats.

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles sont lues à partir du fichier **ROBOT21**; Selon les combinaisons de charge les plus défavorables, favorisant les contraintes de traction, Ici la combinaison de charge **0,8G ± E**.

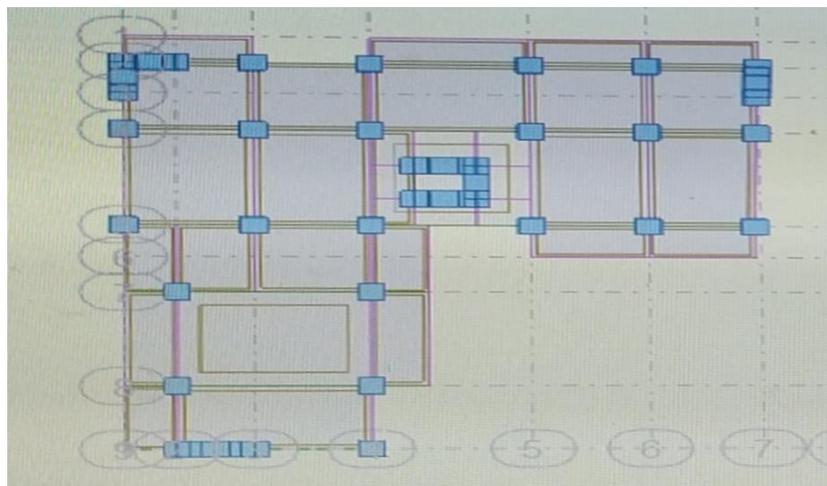


Figure V. 8: Disposition des voiles dans la structure.

. Armature verticale traction :

Tableau V. 39: Ferrailage du voile V1 et V4 (L =1.25m)

Niveaux	bande	Li	S _i (cm ²)	σ_j	F _T	A _s	τ_u	ASmin (cm2)	Le choix	A _v adopté
RDC	1	0,625	0,125	5,02	0,627	12.54	1.92	1.87	2x5HA14	15,38
	2	0,625	0,125	3,38	0,422	8.44		1.87	2x5HA14	15,38
1 ^{er}	1	0,625	0,125	2,82	0,352	7.04	1.54	1.87	2x5HA10	7,86
2 ^{ème}	2	0,625	0,125	1,79	0,223	4.46		1.87	2x5HA10	7,86
3 ^{ème}				1,03				0,129		
4 ^{ème}	1	0,625	0,125	1,03	0,129	2.58	1	1.87	2x5HA10	7,86
5 ^{ème}	2	0,625	0,125	0,52	0,065	1.3		1.87	2x5HA10	7,86
6 ^{ème}				0,71				0,088		
7 ^{ème} ,	1	0,625	0,125	0,71	0,088	1.76	0,96	1.87	2x5HA10	7,86
8 ^{ème}	2	0,625	0,125	0,14	0,017	0.34		1.87	2x5HA10	7,86
9 ^{ème}				0,14				0,017		

Tableau V. 40: Ferrailage des voiles V2 (L =1.5m)

	bande	Li	S _i (cm ²)	σ_j	F _T	A _s	τ_u	ASmin (cm2)	Le choix	A _v adopté
RDC	1	0,75	0,15	7,36	1,079	26,97	2,1	2,25	2x7HA16	28,14
	2	0,75	0,15	3,34	0,490	12,24		2,25	2x4HA14	12,32
1 ^{er}	1	0,75	0,15	2,61	0,387	9,68	2,57	2,25	2x5HA12	11,3
2 ^{ème}	2	0,75	0,15	2,01	0,148	3,71		2,25	2x4HA10	6,28
3 ^{ème}				1				0,75		
4 ^{ème}	1	0,75	0,15	1	0,302	7,54	2,66	2,25	2x5HA10	7,86
5 ^{ème}	2	0,75	0,15	0,33	0,050	1,24		2,25	2x4HA10	6,28
6 ^{ème}				0,33				0,050		
7 ^{ème} ,	1	0,75	0,15	1,87	0,283	7,09	2,1	2,25	2x5HA10	7,86
8 ^{ème}	2	0,75	0,15	0,4	0,061	1,52		2,25	2x4HA10	6,28
9 ^{ème}				0,4				0,061		

Tableau V. 41: Ferrailage du voile V3 (L =2.75m).

	bande	Li	S _i (cm ²)	σ_j	F _T	A _s	τ_u	ASmin (cm2)	Le choix	A _v adopté
RDC	1	0,687	0,137	4.6	0.6302	12.60	2,95	2,05	2x7HA16	28.14
	2	0,687	0,137	1.09	0.2603	5.21		2,05	2x7HA10	11
	3	0,687	0,137	3.67	0.5028	10.06		2,05	2x7HA16	11
	4	0,687	0,137	6.2	0.8494	16.99		2,05	2x7HA16	28.14
1 ^{er}	1	0,75	0,15	4,35	0,652	16,31	2,78	2,25	2x7HA16	28.14
	2	0,75	0,15	2,01	0,301	7,53		2,25	2x4HA12	9,04
2 ^{ème}	3	0,75	0,15	0,01	0,001	0,04		2,25	2x4HA10	6,28
3 ^{ème}	4	0,75	0,15	0,97	0,145	3,64		2,25	2x4HA10	6,28
4 ^{ème}	1	0,757	0,1514	1,68	0,254	6,36	2,2	2,271	2x5HA10	7,86
	2	0,757	0,1514	0,56	0,0847	2,12		2,271	2x4HA10	6,28
5 ^{ème}	3	0,757	0,1514	0,37	0,056	1,40		2,271	2x4HA10	6,28
6 ^{ème}	4	0,757	0,1514	1,06	0,160	4,01		2,271	2x4HA10	6,28
7 ^{ème}	1	0,764	0,1528	0,26	0,039	0,99	1,83	2,292	2x4HA10	6,28
	2	0,764	0,1528	0,19	0,029	0,72		2,292	2x4HA10	6,28
8 ^{ème}	3	0,764	0,1528	0,49	0,074	1,87		2,292	2x4HA10	6,28
9 ^{ème}	4	0,764	0,1528	0,58	0,088	2,21		2,292	2x4HA10	6,28

Tableau V. 42: Ferrailage des voiles V5 L=1.87m.

	bande	Li	S _i (cm ²)	σ_j	F _T	A _s	τ_u	A _s min (cm ²)	Le choix	A _v adopté
RDC	1	0,935	0,187	1.86	0,348	6.96	1,92	2,8	2x5HA14	15,38
	2	0,935	0,187	4.75	0,888	17.76		2,8	2x5HA14	15,38
1 ^{er}	1	0,935	0,187	2,69	0,503	10.06	1,5	2,8	2x5HA12	11,3
2 ^{ème} 3 ^{ème}	2	0,935	0,187	1,06	0,198	3.96		2,8	2x5HA12	11,3
4 ^{ème}	1	0,935	0,187	1,48	0,277	5.54	1,31	2,8	2x5HA10	7,86
5 ^{ème} 6 ^{ème}	2	0,935	0,187	0,52	0,097	1.94		2,8	2x5HA10	7,86
7 ^{ème} ,	1	0,935	0,187	0,15	0,028	0.56	1,15	2,8	2x5HA10	7,86
8 ^{ème} 9 ^{ème}	2	0,935	0,187	1,39	0,259	5.18		2,8	2x5HA10	7,86

. Armature horizontale :

Tableau V. 43: Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Hauteur (m)	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
V1 V4	RDC	1,92	5,04	18,75	1,87	5,24	2x4HA10	6,28	16
	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1,54	4,04	5,24	1,87	5,24	2x4HA10	6,28	16
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	1	2,62	5,24	1,87	5,24	2x4HA10	6,28	16
	7 ^{ème} , et 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	0,96	2,44	5,24	1,87	5,24	2x4HA10	6,28	16
V2	RDC	2,1	5,51	20,95	2,25	20,95	2x7HA14	21,54	12
	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2,57	6,74	7,53	2,25	8,43	2x4HA12	9,04	16
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	2,66	6,98	5,24	2,25	8,73	2x4HA12	9,04	16
	7 ^{ème} , et 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	2,1	5,51	5,24	2,25	6,89	2x5HA10	7,86	16
V3	RDC	2,95	7,74	20,95	2,05	20,95	2x7HA14	21,54	12
	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2,78	7,29	13,40	2,05	13,40	2x4HA14	21,54	16
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	2,2	5,77	5,24	2,05	7,22	2x4HA12	9,04	16
	7 ^{ème} , et 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	1,83	4,81	5,24	2,05	6	2x4HA10	6,28	16
V5	RDC	1,92	5,04	5,24	2,8	7,71	2x5HA10	7,86	16
	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1,5	3,93	5,24	2,8	5,24	2x4HA10	6,28	16
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	1,31	3,43	5,24	2,8	5,24	2x4HA10	6,28	16
	7 ^{ème} , et 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	1,15	3,01	5,24	2,8	5,24	2x4HA10	6,28	16

Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V. 44: Calcul des aciers de couture des voiles.

Voile	Hauteur (m)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	choix	A adopté (cm ²)	S_t (cm)
V1 V4	RDC	1,92	4.87	2x4HA10	6,28	16
	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1,54	4,19	2x4HA10	6,28	16
	4 ^{ème} et 5 ^{me} et 6 ^{ème}	1	3.73	2x4HA10	6,28	16
	7 ^{ème} , et 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	0,96	2.55	2x4HA10	6,28	16
V2	RDC	2,1	5,51	2x4HA10	6.28	16
	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2,57	8,74	2x4HA12	9,04	16
	4 ^{ème} et 5 ^{me} et 6 ^{ème}	2,66	12.03	2x4HA14	12.32	16
	7 ^{ème} , et 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	2,1	5,51	2x4HA10	6.28	16
V3	RDC	2,95	13.49	2x7HA14	21,54	12
	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2,78	11.70	2x4HA12	21.54	16
	4 ^{ème} et 5 ^{me} et 6 ^{ème}	2,2	10.36	2x4HA14	12.32	16
	7 ^{ème} , et 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	1,83	6.43	2x4HA10	6,28	16
V5	RDC	1,92	8.87	2x5HA12	11.3	16
	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1,5	4.16	2x4HA10	6,28	16
	4 ^{ème} et 5 ^{me} et 6 ^{ème}	1,31	3,98	2x4HA10	6,28	16
	7 ^{ème} , et 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	1,15	3,42	2x4HA10	6,28	16

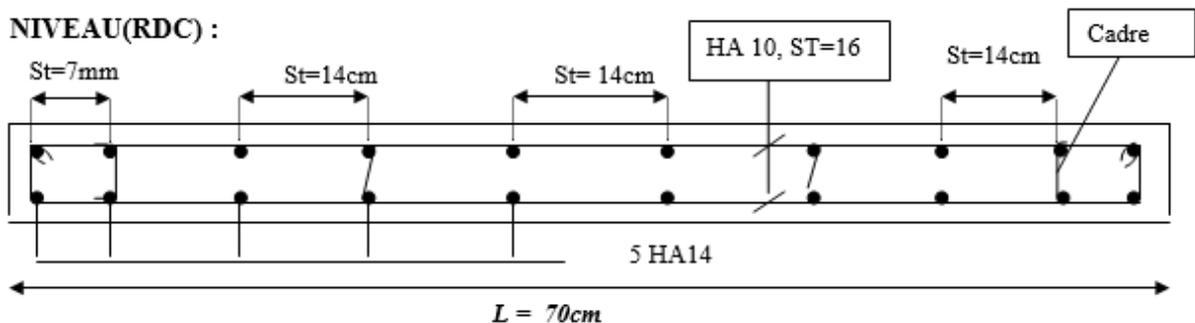


Figure V. 9: Disposition constructive du voile V1, V4.

CHAPITRE III

Etude

Des Fondations

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations sont les éléments qui assurent la transmission des différentes charges de la superstructure vers le sol, donc elles constituent la partie essentielle de la structure.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondations superficielles :
 - Semelle isolée.
 - Semelle filante sous mur.
 - Semelle filante croisées.
 - Semelle filante sous poteaux.
 - Radier général.
- Les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION :

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres :

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol.
- La classification du sol.

VI.3. CALCUL DES FONDATIONS :

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.

VI.3.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

sur b :
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $s = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$$A = \sqrt{s} ; \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$$

L'effort normal total revenant aux fondation égale à :

$$N = 2212.13 \text{ Kn}$$

$$s \geq \frac{2212.13 \text{ kN}}{200} = 11.06 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{11.06} = 3.32 \text{ m}$$

$$B = 3.32 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1.5 B$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{min} = 3 \text{ m} < 3.32 \times 1.5 = 4.98 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifie}$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes :

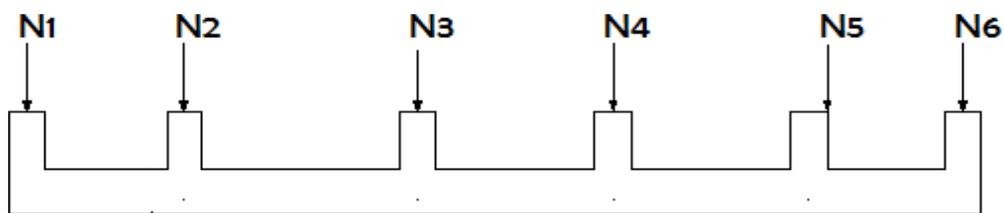


Figure VI. 1: Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$$N = \sum N_i \text{ de chaque file de poteaux.}$$

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>S(m²)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B^{choisie}(m)</i>
1-1	727,60	28.35	18.9	1.5	1.5
2-2	1112,23	41.58	18.9	2.2	2.2
3-3	1470,38	32.13	18.9	1,675	1,70
4-4	1699,09	45.36	18.9	2.32	2.40
5-5	1455,03	32.13	18.9	1.7	1.70
6-6	776,34	32.13	18.9	1.65	1.70

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que :
$$\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surfacetotal})} \leq 50\%$$

$$\frac{211.68}{378.9}$$

$$= 56\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes, on passe alors à l'étude de radier général.

VI.3.3. RADIER GÉNÉRAL :

VI.3.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

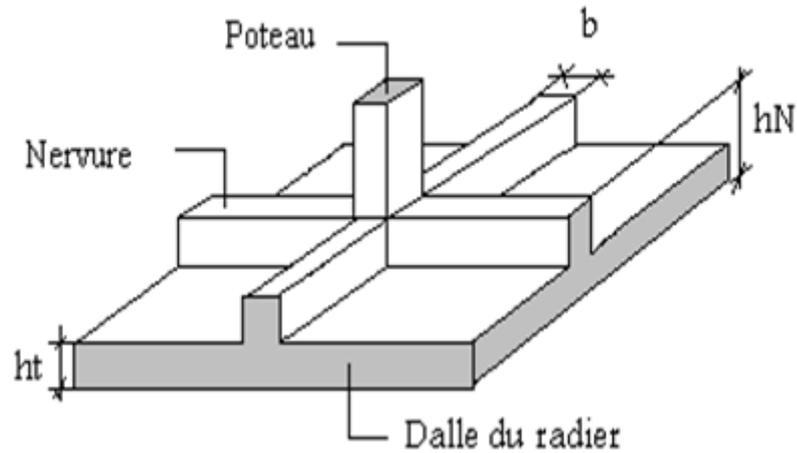


Figure VI.2: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.3.3.2. Pré dimensionnement de radier :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire : [4]**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.65 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 23.25 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 40 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ [1]

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = N_u (\text{superstructure}) + N_u (\text{sous-sol}).$$

$$N_u = 35594,03 \text{ kN}$$

$$L = 4,65 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2 S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_{r2} \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 31,428 \text{ cm}$$

Donc : $h_r \geq \max(h_{r1}; h_{r2}) = 39,70 \text{ cm}$

On prend : $h_r = 40 \text{ cm}$

2.Nervure :

a. La largeur des nervures :

• Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{465}{10} = 46,5 \text{ cm}$$

Donc :

$b = 50 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 4,65 \text{ m} \Rightarrow 31 \text{ cm} \leq h_1 \leq 46,5 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 40 \text{ cm}$$

• Vérification Condition de non poinçonnement :

$$N \leq 0,045 U_c \cdot h^3 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N = Effort normal du poteau le plus sollicité

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a, b = Dimensions du poteau du sous-sol (55x 55).

$$N \leq 0,045 (4a + 4h) \cdot h \cdot f_{c28} \Rightarrow N = 2212,13 \text{ kN} < 3854,65 \text{ kN}$$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

• Condition de rigidité :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (en prend $E=20000MPa$).

b : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1m$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [kg/cm^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

On aura: $h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_r \geq 131,89 \text{ cm}$

$\Rightarrow h_r = 132 \text{ cm}$

VI.3.3.3. Caractéristiques géométriques du radier :

❖ Position du centre de gravité :

$XG = 15.32m$

$YG = 15.28m$

❖ Moments d'inertie :

$I_{xx} = 24\,637m^4$

$I_{yy} = 30\,764m^4$

a. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s = Moment stabilisant sous l'effet du poids propre.

M_R = Moment de renversement dû aux forces sismique.

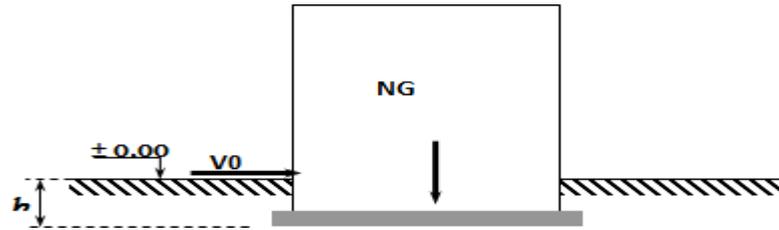


Figure VI. 3: Schéma statique du bâtiment.

- **Sens xx :**

$$M_0 = 4171.9567 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 4632.772 \text{ KN}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1\text{ser}} = 4476.683 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1.32 \times 110.6 = 3649.8 \text{ kN}$$

Donc :

$$\sum M_0 = M_1 = M_x = 169223,3109 \text{ kNm} ; h = 4, 2 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_R = 18304,7 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times X_G = 83434, 95 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4.5 > 1,5 \dots \dots \dots \text{..Vérfiée}$$

- **Sens-y-y**

$$\sum M_0 = M_2 = M_Y = 17202,207 \text{ kNm} ; h = 4,2 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_R = 191314,347 \text{ KN m}$$

$$M_s = N \times Y_G = 1778778, 46 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 9,28 > 1,5 \dots \dots \dots \text{..Vérfiée}$$

✳ **Conclusion**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.3.3.4. Calcul des contraintes :

Les contraintes du sol sont données par $N_{SER} = 4476.683KN$

❖ Sollicitation du premier genre :

À l'ELS $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{4476.83}{110.6} = 40.47kN/m^2$

$\sigma_{ser} = 40.47kN/m^2 < \sigma_{sol} = 200kN/m^2$ Vérifiée

❖ Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec $\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$

$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$

σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

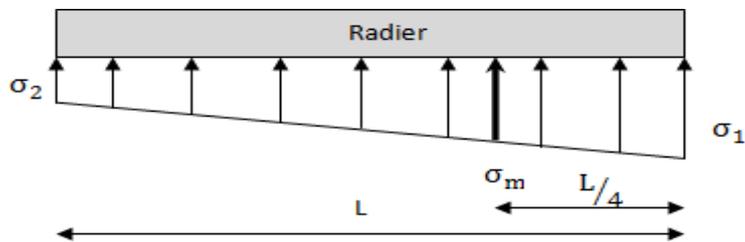


Figure VI. 4: Contraintes sous le radier

Avec :

$I_{xx} = 5656.1424 m^4$

$I_{yy} = 16192.7951 m^4$

- ELU :

Tableau VI. 2: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	195.81	133.35	116.25
Sens y-y	181.15	148.01	115
Verification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

- ELS :

Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	170.90	108.45	155.28
Sens y-y	156.24	123.11	147.95
Verification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

❖ **Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes

- **ELU :** $\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 116.25 \text{ kN / m}^2$
- **ELS :** $\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 155.28 \text{ kN / m}^2$

VI.3.3.5. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée très préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier :

❖ Détermination des efforts :

1) Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• Panneau de rive :

Moment en travée $M_{tx} = 0,85 M_x$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

Moment sur appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appuis de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

• Panneau intermédiaire :

Moment en travée $M_{tx} = 0,75 M_x$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

Moment sur appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$

2) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Moment en travée $M_t = 0,85 M_0$

Moment sur appuis $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q l^2}{8}.$$

Valeur de la pression sous radier :

- **ELU :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 116 \cdot 25 \text{ kN/m}$

- **ELS :** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 155 \cdot 28 \text{ kN/m}$

❖ Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

- **Calcul des moments**

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 352,01 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 255,00 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées (panneau de rive)**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 264 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 191,25 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 176,00 \text{ kNm} \text{ (appui intermédiaire)}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 76,5 \text{ kNm} \text{ (appui de rive)}$$

- ❖ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0,2$)**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 320,36 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 258,65 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 240,27 \text{ kNm} \\ M_{ax} = 0,5 M_x = 160,18 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 193,98 \text{ kNm} \\ M_{ay} = 0,3 M_y = 77,59 \text{ kNm} \end{cases}$$

b. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 40 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h = 36 \text{ cm} .$$

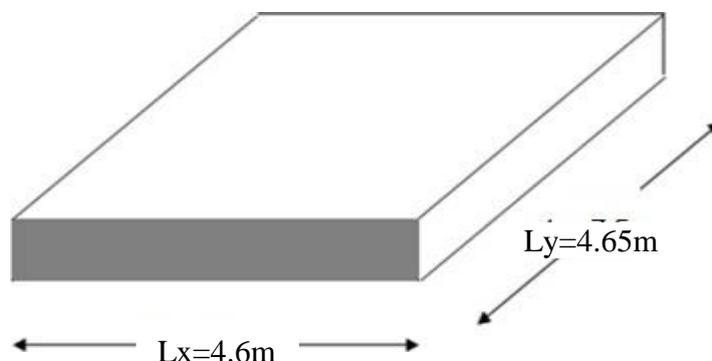


Figure VI. 5: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

Tableau VI. 4: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	276.47	0.081	0.106	43.1	14.75	6T20	18.85	20
	y-y	251.36	0.074	0.097	43.26	13.36	6T20	18.85	20
Appui	x-x	184.31	0.054	0.07	43.74	9.69	5T16	10.05	20
	y-y								

❖ Espacement

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (330\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Sens x-x :** $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33\text{cm}$ On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.
- **Sens y-y :** $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33\text{cm}$ On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

c. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 6,52 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau VI. 5: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	276.47	18.85	11.3	18	77.4	250	verifier
	y-y	251.36	18.85	10.3	18	70.4	250	verifier
Appui	x-x	184.31	10.05	7.55	18	51.6	250	verifier
	y-y							

N.B :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES** donc on prévoit :

4 chaises de T12 / m².

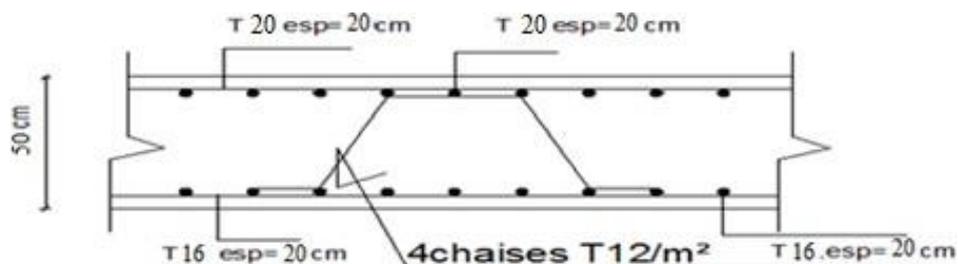


Figure VI. 6: Ferrailage de la Dalle du Radier.

a. Ferrailage des Nervures :

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99[1]**)

On a $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85 M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50 M_0$

2. Calcul des armatures :

$b = 50 \text{ cm} ; h = 132 \text{ cm} ; d = 118.8 \text{ cm}$

Sens porteur (y-y) :

$L = 4.65 \text{ m} ; q_u = 303.8875 \text{ kN/ml}$

Tableau VI. 6: Ferrailage des nervures sens (y-y)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal} (\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	1049.04	0.057	0.074	131.01	17.61	5T16+5T14	17.75
Appuis	617.08	0.034	0.044	132.63	9.7	5T16	10.05

• Sens non porteur (x-x) :

$L = 4.6 \text{ m}; q_u = 303.8875 \text{ kN/ml}$

Tableau VI. 7: Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal} (\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	976.71	0.053	0.069	131.28	17.11	5T16+5T14	17.75
Appuis	574.54	0.031	0.040	132.84	8.95	5T16	10.05

➤ **Vérifications nécessaires :**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 5.72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau VI. 8: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	765.81	17.75	7.97	18	39.4	250	verifier
	y-y	822.51	10.05	8.56	18	42.8	250	verifier
Appui	x-x	450.47	17.75	4.69	18	23.2	250	verifier
	y-y	483.83	10.05	5.03	18	24.9	250	verifier

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton [1] :**

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

avec $T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{180.195 \times 4.65}{2} = 715,91\text{kN}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{715,91 \cdot 10^3}{600 \times 900} = 1,32\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

• **Armatures transversales**

➤ **CBA[6] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_c}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003[2] :**

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=1.3\text{MPa}$; $f_{t28}=2.4\text{MPa}$; $b=50\text{cm}$; $d=118.5\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=15\text{cm}$ Zone nodale.
- $S_t=30\text{cm}$ Zone courante.

$$A_t \geq 2.7\text{cm}^2$$

On prend : 6T8=3.02cm²

➤ **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 3cm² /ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=132 cm).

$$A_p=3\text{cm}^2/\text{m} \times 1=3\text{cm}^2$$

On opte : 3T12 =3.39cm

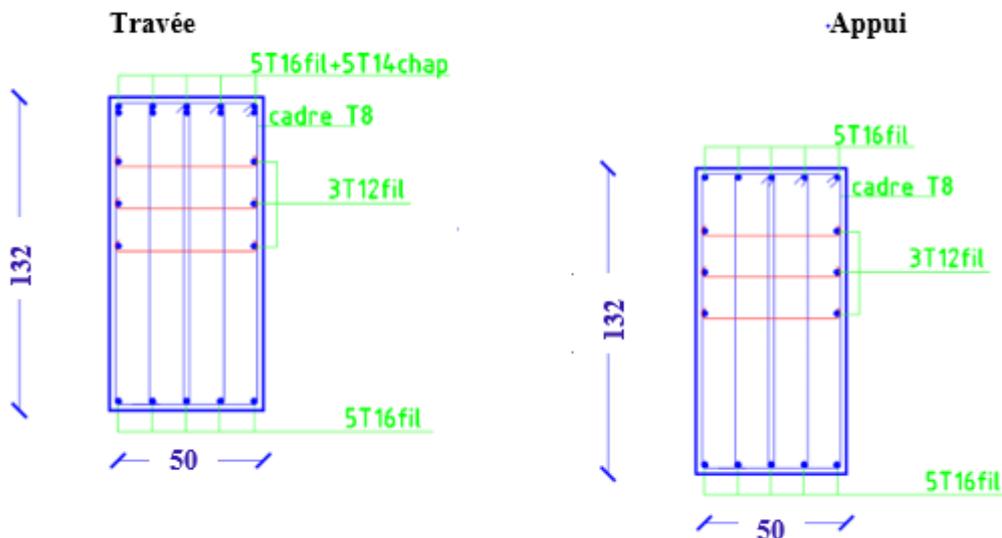


Figure VI. 7: Ferrailage des nervures du sens porteur.

➤ **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.

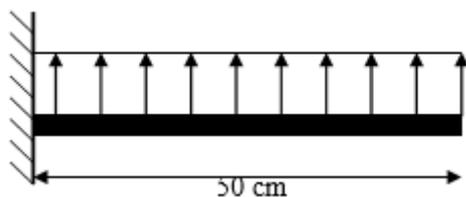


Figure VI. 9: Schéma statique du débord



Figure VI. 8: Diagramme des Moments.

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

- E.L.U : $q_u = 180.195 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.
- E.L.S : $q_{ser} = 155.287 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

• **E.L.U :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 37.99 \text{ kN.m}$$

$$T_u = -q_u \cdot L = -151.94 \text{ KN}$$

• **E.L.S :**

$$M_u = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 29.78 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -119.13 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe)

.Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 45\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$.

Tableau VI. 9: Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{sup}(\text{cm}^2)$
37.99	0.019	0.024	44.57	1.96	5T16	10.05

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$q_{ser} = 155.287 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = 19.41 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 10: Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
19.41	10.05	1.84	18	72.8	250	OK

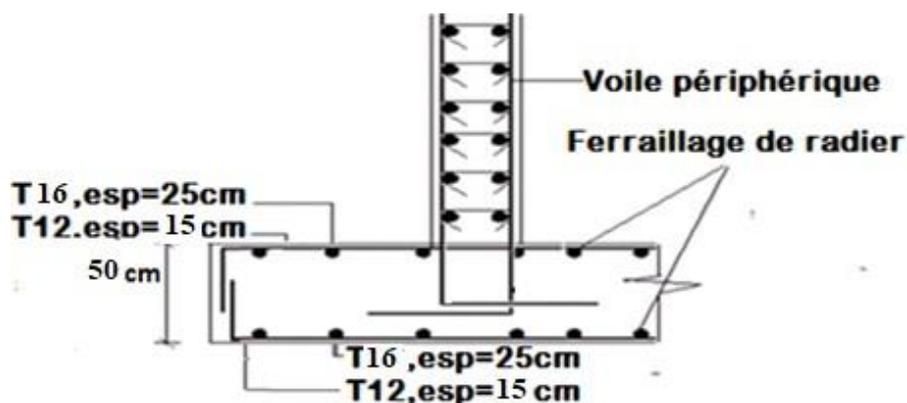


Figure VI.12: Ferrailage du Débord

VI.4. Etude du voile périphérique :

VI.4.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.4.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**[2]

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.4.3. 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. ($e = 20\text{cm}$.)

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la basedu voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

k_0 = Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$.

γ_h = Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 21,4\text{kN/m}^3$).

φ : Angle de frottement interne du remblai = $40,6^\circ$.

$$\varphi = 40,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

$$\text{Donc } P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 25,81\text{kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35P_i = 34,44\text{kN/ml}$$

VI.4.4. Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,463 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,1018 ; \mu_y = 0,2500$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 53,95\text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 13,488\text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 45,86\text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 11,465\text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 26,975\text{ kNm.}$$

VI.4.5. Calcul du ferrailage :

$$b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; \sigma_{bc}=14,17MPa$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 11: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u	μ	A_s'	α	Z	A_s^{cal}	Choix	A_s^{adp}	Esp
		(kNm)		(cm^2)			(cm^2)		(cm^2)	
Travée	x-x	18,42	0,0595	0	0,0767	13,09	3,23	6T10	4,71	15
	y-y	4,605	0,0149	0	0,0188	13,4	0,79	6T8	3,02	15
Appuis	x-x	12,28	0,0396	0	0,0505	13,23	2,13	4T10	3,14	25
	y-y									

a. Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f} = 1,49cm^2 < 3,02cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

a. Condition exigées par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{min} = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 cm^2 < 3,02cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

VI.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 98,29 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 63,09 kN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 98,29 kN$$

$$\tau_u = \frac{98,29 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,546 MPa < 1,25 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

VI.4.7. Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,463 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 50,072 \text{ kN / ml}$$

$$\mu_x = 0,1047$$

$$\mu_y = 0,3460$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 41,1 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 14,221 \text{ kNm}$$

• Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 34,935 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 12,09 \text{ kNm}$$

• Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 17,47 \text{ kNm}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La fissuration est considérée très préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 161,3 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI. 12: Vérification des contraintes à l'EL

	Sens	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
Travée	x-x	14,22	4,71	5,76	18	36,5	250	Oui
	y-y	6,45	3,02	2,52	18	25,5	250	Oui
Appuis	x-x	9,48	3,14	3,73	18	36,1	250	Oui
	y-y							

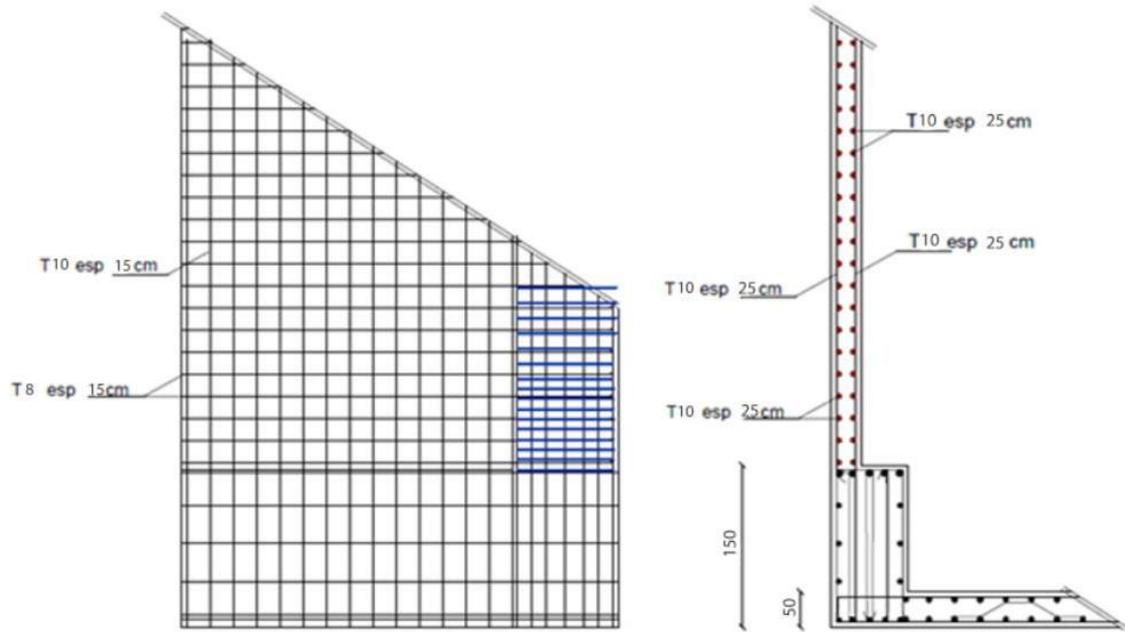


Figure VI. 10: Ferrailage du Voile Périphérique.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, de mettre en pratique toute nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire ainsi que les approfondir concernant le domaine du bâtiment tout en respectant les règlementations en vigueur.

Cette étude ma conduit à dégager un certain nombre de conclusion, dont les plus importants sont:

- Le pré dimensionnement des éléments n'est que temporaire lors de calcul d'une structure.
- La disposition et le dimensionnement des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures.
- Pour la fondation le radier nervure est le type de fondation le plus adéquat pour la structure.

L'étude de ce projet est notre première expérience avant la vie active. Elle nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des éléments en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Références bibliographiques:

[1] :BAEL91.modifié99

[2] :Les règlements parasismiques algériens99/version2003.

[3] : CBA93

[4] : DTR charges permanentes et surcharges d'exploitations

[5] : Rapport de sol

Annexe

ORGANIGRAMME -A-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

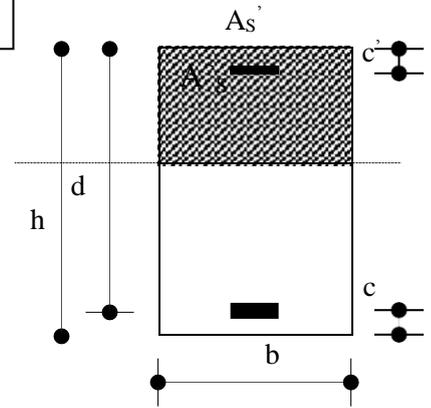
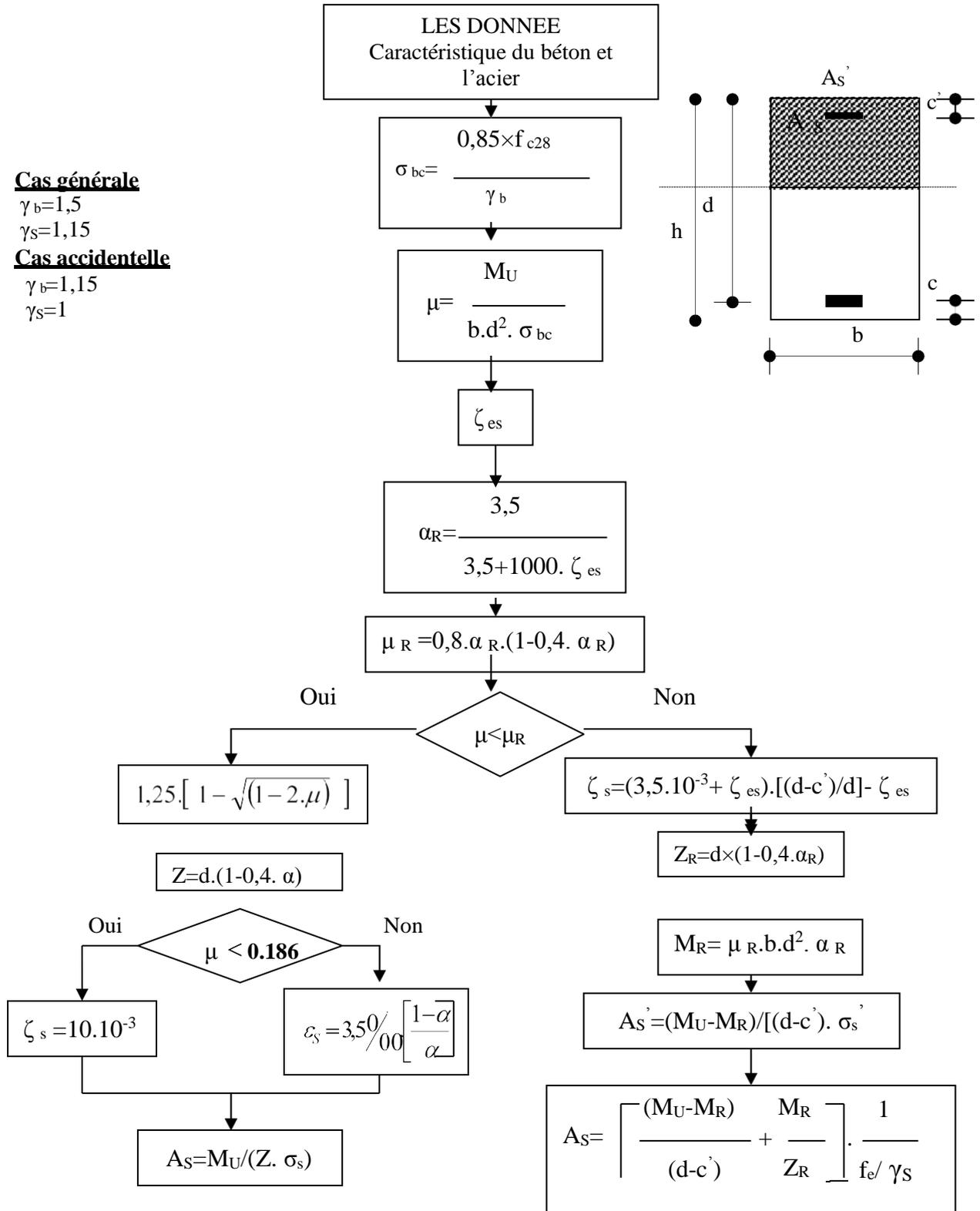
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

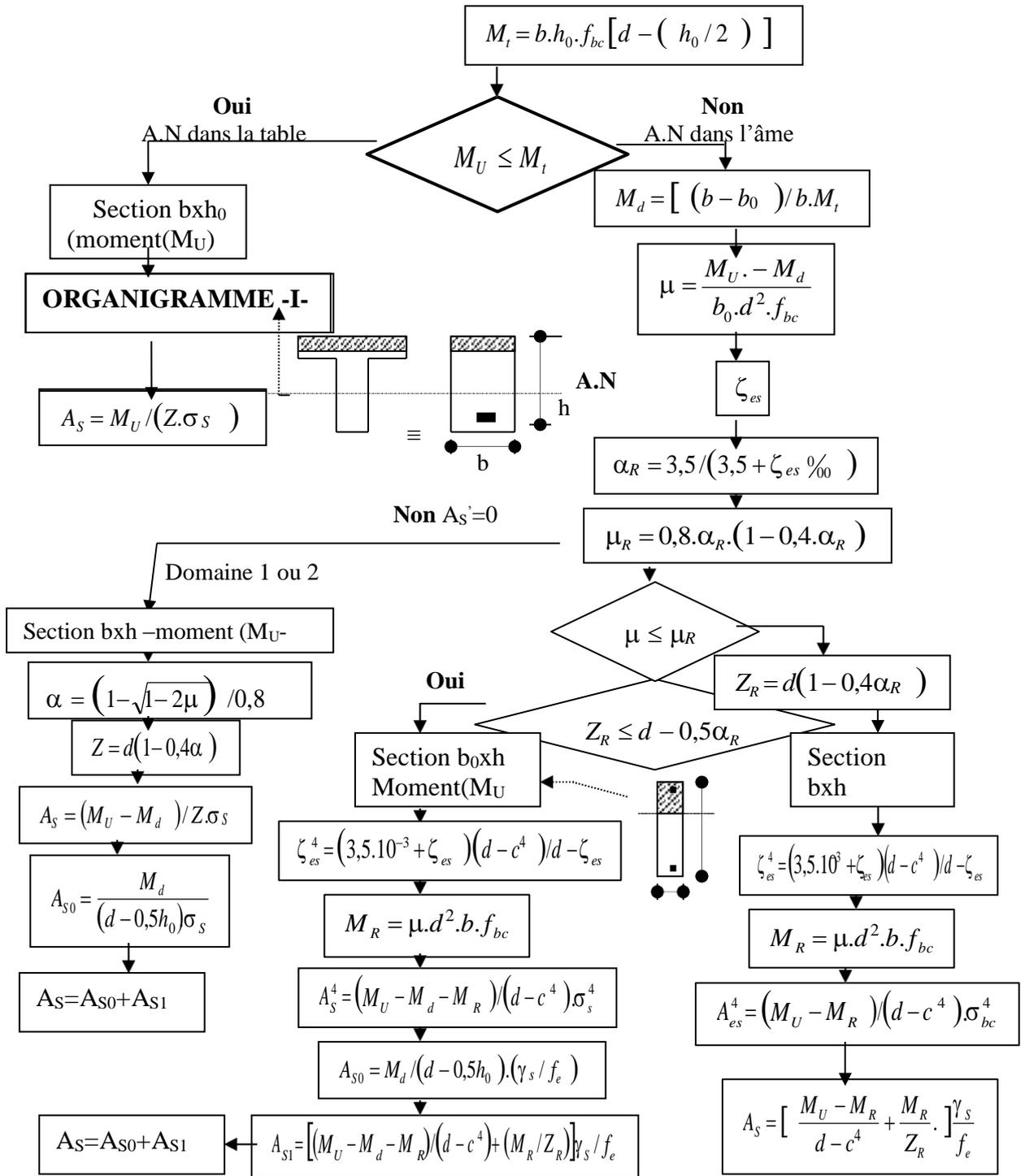
Cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

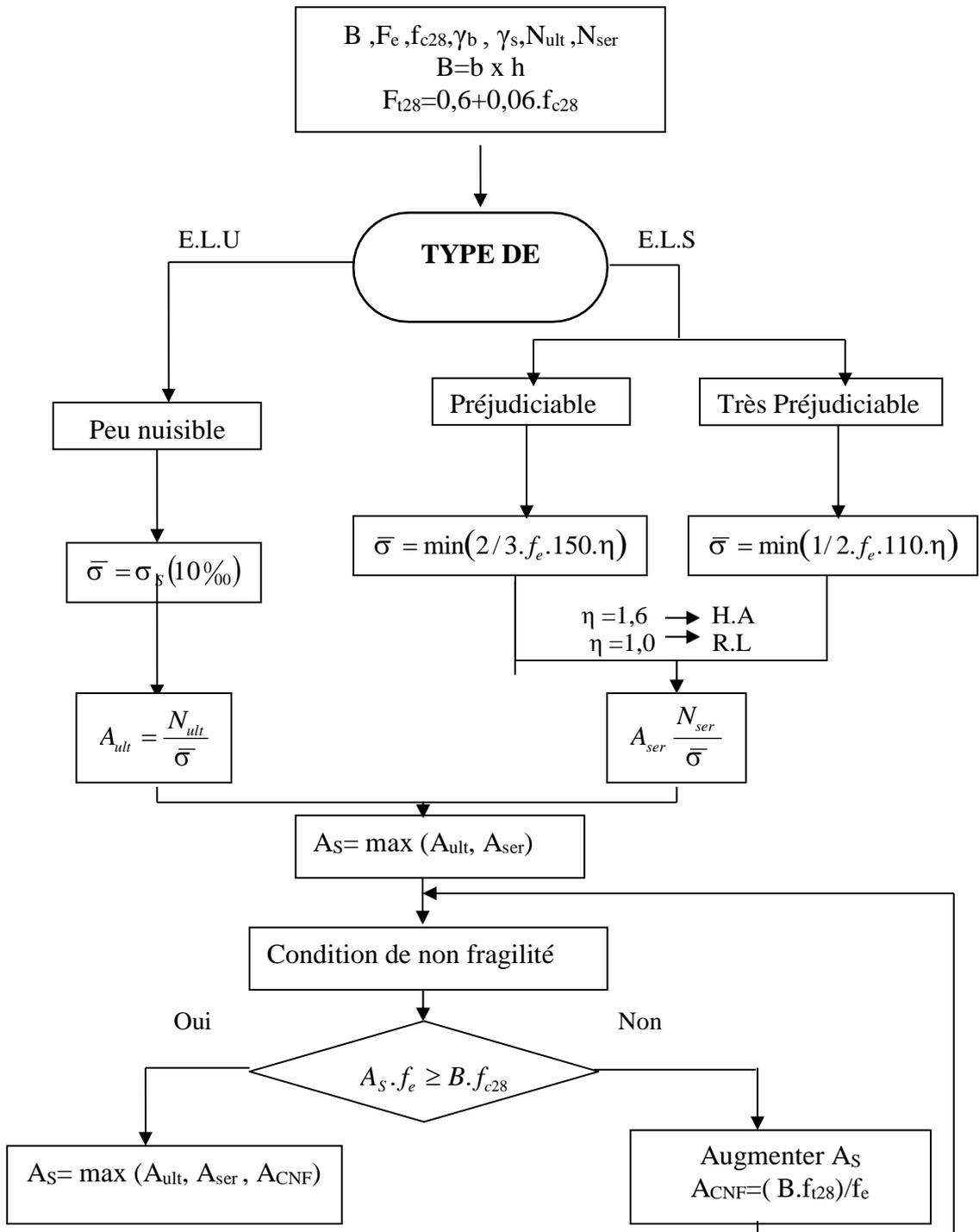
$$\gamma_s = 1$$



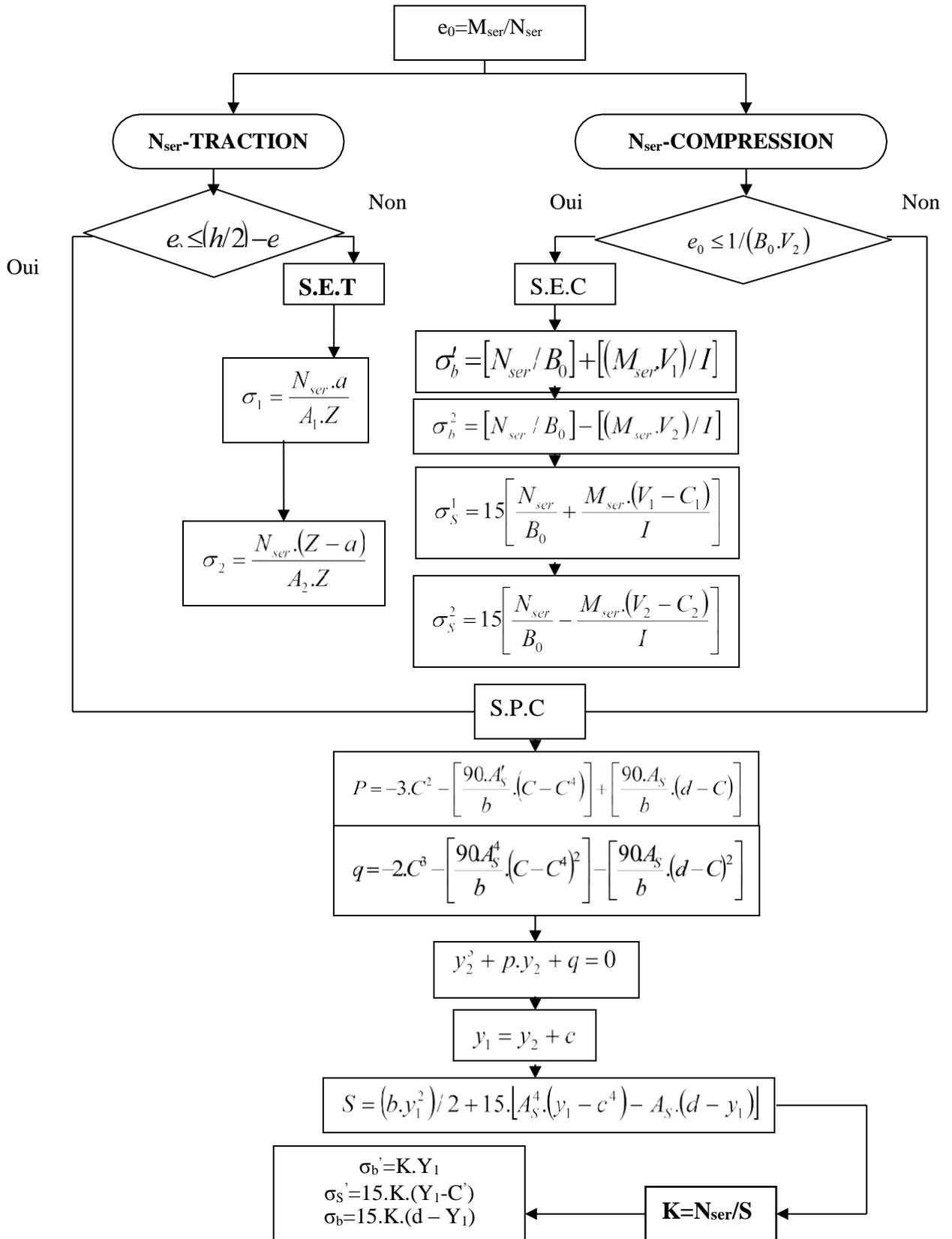
ORGANIGRAMME -B-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



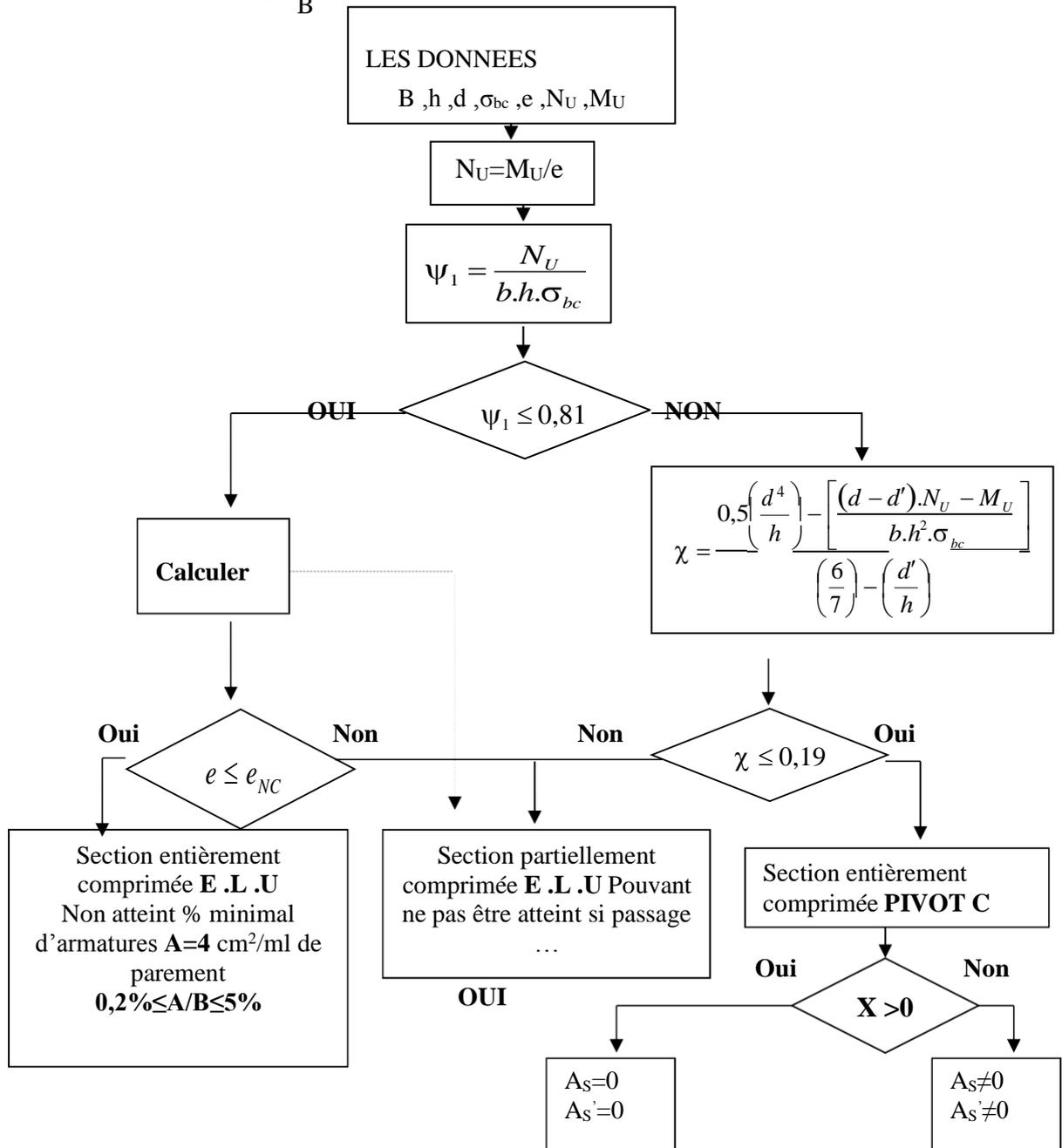
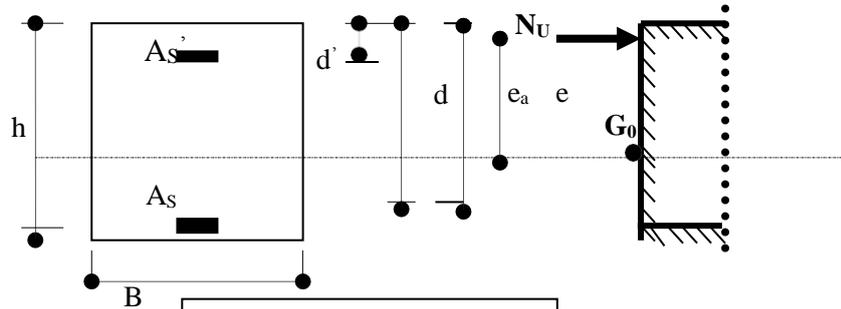
**ORGANIGRAMME -C-
TRACTION SIMPLE**



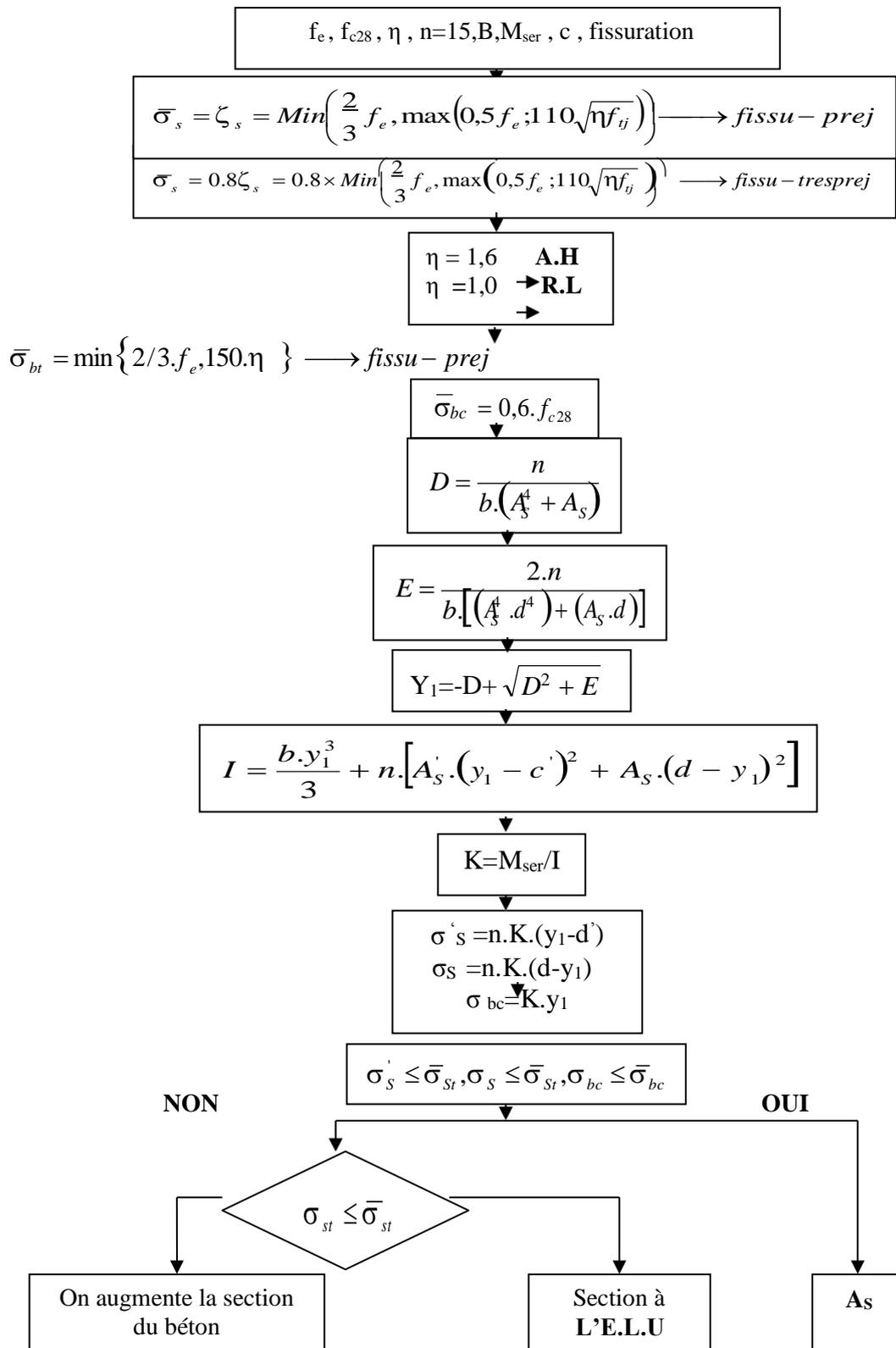
**ORGANIGRAMME-D-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ORGANIGRAMME -E-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



**ORGANIGRAMME -F-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U.**



**ORGANIGRAMME -G-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT**

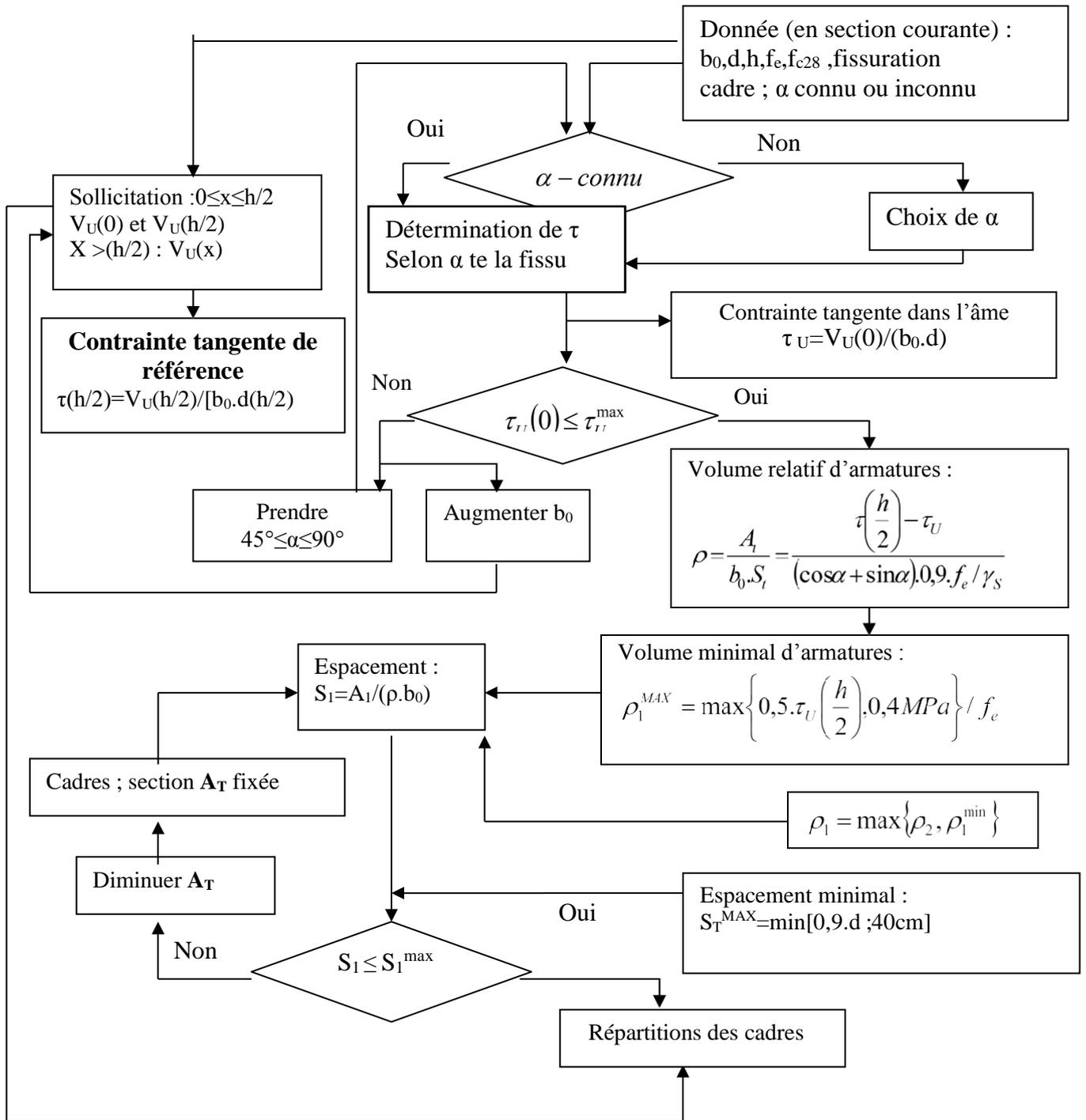


Tableau des armatures

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre φ en mm.