

UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : structures

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT
« 3 SOUS – SOL, REZ-DE-CHAUSSEE + 9 ETAGES » D'UNE
FORME REGULIERE EN PLAN A USAGE MULTIPLE (COMMERCE
+ HABITAT) CONTREVANter PAR VOIL / PORTOQUE**

Réalisé par :

Rahil HAOUES

Rania HOUMA

Encadrées par : Mme Aouli - Djida

Blida, septembre 2020

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الاستخدامات (سكني تجزئة) يتكون من طابق أرضي بالإضافة الي (09) طوابق وسطح غير مستغل و 3 أقبية, يقع في بلدية شراكة بولاية الجزائر. المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية الثالثة وفقاً لإصدار

RPA99 V 2003

باستخدام القواعد الجديدة للتصميم و التحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99 V2003, BAEL91) ،تتكون هذه الدراسة من أربعة يبدأ الأول في الوصف العامل لمشروع يعرض خصائص المواد ،نم الابعاد المسبقة للهيكل و احيرا خفض الأحمال.

الجزء الثاني يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (عوارض،سلم،حاجز،شرفة،مصعد،بلاطة صلبة).

بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بواسطة برنامج SAP لتحديد الضغوط المختلفة الناتجة عن (الأحمال الدائمة،الحمل التشغيلي والزلزالي).

في النهاية يتم حساب دراسة العناصر المقاومة للهيكل (كالأعمدة، الحزم، الجدران و القاعدة العامة) في الجزء الأخير للمذكرة الكلمات الرئيسية:

BAEL91-2003، RPA99، SAP 2000، البناء، الخرسانة المسلحة

Summary

This project presents a detailed study of a multiple-use building (residential retail) consisting of a Ground floor over (09) floors inaccessible terrace plus 3 basements, located in the municipality of Cheragua in the wilaya of Algiers This region is classified in seismic zone III according to RPA99 version 2003.

Using the new rules for the calculation and verifications of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99), this study consists of six parts:

The first part begins the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials.

The civil engineer must have basic knowledge on which he will rely during the study of a reinforced concrete structure, so that the latter meets certain requirements essential to its operation, which are safety and durability as well as the cost price or the saving factor, which

should not be ignored. To this end, we will devote a chapter to some essential reminders and descriptions for the study of our project.

The second part aims to pre-dimension the structure and lower the loads. The evaluation of the different sections of the elements of our structure: beams, columns, walls and others, imperatively requires a preliminary sizing, called pre-sizing. For this we assess a descent of loads and overloads in order to determine what goes to each load-bearing element, at all levels and up to the foundations

The third part has for objective of study of the secondary elements (joists, stairs, parapet, balcony, and solid slab) the construction is a set of elements, which are classified into two categories: main elements and secondary element. We are interested in the study of secondary elements (different floors, staircase, and parapet). This study is carried out according to the following procedure: evaluation of the loads on the element considered, calculation of the most unfavorable stresses then, determination of the steel section necessary to take up the loads.

The dynamic study of the structure was started in the 4th part by software sap 2000 in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic load). The earthquake is a natural phenomenon, which can induce significant material and human damage. It corresponds to a movement of the ground releasing a significant deformation energy, depending on its intensity.

Because of this damage, the study of the behavior of the construction under the dynamic seismic action, the anti-seismic guarantee of the structure becomes an absolute necessity.

The study of the resistant elements of the structure (columns, beams, walls) will be calculated in the 5th part. The main elements are those involved in the resistance to overall seismic actions or in the distribution of these actions within the structure. We distinguish the

posts, beams and walls. The reinforcement of the resistant elements must comply with the regulations in force in this case the CBA 93 and RPA99 version 2003.

Finally, the infrastructure is the last part of our study and all the elements that aim to support the loads of the superstructure and their transmission to the ground. This transmission can be direct (footings placed directly on the ground: shallow foundations) or indirect (footings on piles: deep foundations) and this in order to limit differential settlements and movements under the action of horizontal forces. It therefore constitutes the essential part of the structure, since its good design and construction results in the good performance of the whole.

The culmination of a civil engineering structure construction project in general and the fruit of long work by a multidisciplinary team.

Keywords: Building, Reinforced concrete, SAP 2000, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple (commerces, habitation) constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages terrasse inaccessible plus 3 sous-sol, implanté à la commune de cheraga dans la wilaya d'Alger . Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et de vérification du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux utilisés, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel sap 2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En dernier , une étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculée dans la dernière partie.

Mots-clés : Bâtiment, Béton armé, SAP 2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Dédicace

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

- *Mes parents, les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être. Que dieu me les gardes et les protège.*
- *Mes frères HICHEM et AYMEN, pour leur patience.*
- *Toute ma famille surtout mes cousines ABIR et ALIA*
- *Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*
- *Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.*
- *Tous mes amis surtout mon binôme RANIA.*

HAOUES - RAHIL

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en commençant par la femme qui a été toujours là pour m'encourager et me soutenir, qui a sacrifié toute sa vie pour voir son rêve se réaliser, ma réussite ma mère que j'aime trop

Mon père, mon unique frère ABDOU que j'adore qui m'ont toujours fait sentir qui sont fiers de moi sans oublier mes deux chères grand-mères Aldja et Malika dont j'étais dans leur prières jour et nuit

A mes chères tantes KARIMA, FARIDA et sa fille Yasmine que j'aime beaucoup

Enfin je termine mon dédicace à mes amis les plus proches qui m'ont aidée avec leur âme, leurs actes et leur amour sincère pour moi ADLEN, CHERIFA, MANEL, AHLEM, SOUMIA et HAMADOU NAFISSA sans oublier mon binôme RAHIL Avec qui j'ai toujours réussi dans mes projets en un mot ma compagnon de lutte.

HOUMA

RANIA

Remerciements

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu clément et Miséricordieux de nous avoir données la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos plus grands remerciements vont à notre promotrice Mme AOULI pour nous avoir guidées pour la réalisation de cette étude et le Soutien scientifique et moral qu'elle nous a apporté.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous sommes reconnaissantes à l'ensemble d'enseignants qui ont contribués à notre formation avec beaucoup de dévouement et de compétence en n'oubliant jamais les personnes qui ont participé de près ou de loin à ce modeste travail.

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

MERCI

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	10
Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes, exploitation du plancher terrasse.	19
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher courant.....	19
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher centre commercial.....	20
Tableau II.4: Evaluation des charges du plancher sous-sol.	20
Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.....	21
Tableau II.6: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon	21
Tableau II.7 : la dégression des surcharges.....	27
Tableau II.8 : choix des sections des poteaux.	20
Tableau II.9 : les sections adoptées pour les poteaux.	30
Tableau III.1 : Calcul des moments.	32
Tableau III.2 : Ferrailage de la dalle pleine en travée.....	32
Tableau III.3 : Ferrailage de la dalle pleine en appuis.	32
Tableau III.4: les résultats de la vérification de cisaillement.....	34
Tableau III.5 : Les résultats de la vérification des contraintes.....	35
Tableau III.6 : Les résultats de la vérification de la flèche.	36
Tableau III.7: Les résultats de calcul de la flèche.	36
Tableau III.8 : les charges et surcharge des poutrelles.....	38
Tableau III.9 : les lois de calcul des moments des poutrelles.....	49
Tableau III.10 : Résultats des moments des poutrelles.....	49
Tableau III.11 : Résultats de ferrailage des poutrelles.....	49
Tableau III.12: récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	41
Tableau III.13: Récapitulatif du calcul de la flèche	43
Tableau III.14: moment et efforts tranchant de balcon	45
Tableau III.15: ferrailage de balcon.....	45
Tableau III.16 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	47
Tableau III.17: Pré dimensionnement des autres types d'escalier.....	55
Tableau III.18 : Tableaux du chargement.	56
Tableau III.19: Tableaux des moments fléchissant et les efforts tronçons à l'ELU	57

Tableau III.19 : Ferrailage longitudinale.	57
Tableau III 21 : Les armatures de répartitions.	58
Tableau III.22: Vérification de C.N.F.	58
Tableau III.23: Espacement des barres.	58
Tableau III. 24: Condition d'adhérence et entrainement aux appuis.	58
Tableau III. 25: Vérification de l'effort tranchant.	59
Tableau III.26: moment max en appui et en travée a l'ELS.	59
Tableau III.27: vérifier l'état limite de compression du béton.....	59
Tableau III.28: vérification de la flèche.	59
Tableau III.29: calcule de la flèche.	60
Tableau III.30: Pré-dimensionnement de la poutre palier + charge.....	60
Tableau III.31: calcule des moments fléchissant + l'effort tranchant.....	60
Tableau III.32: ferrailage longitudinale	61
Tableau III.33: vérification de l'effort tranchant	61
Tableau III.34: influence de l'effort tranchant.....	61
Tableau III.35: condition d'adhérence et entrainement aux appuis.....	62
Tableau III.36: vérifier de la flèche.....	63
Tableau IV.1: Facteur de qualité selon.....	68
Tableau IV.2: Participation massique du modèle initial.	69
Tableau IV.3: Vérification des déplacements inters étages initial.....	74
Tableau IV.4: Vérification des déplacements inters étages du modèle Final.....	74
Tableau IV.5: Vérification l'interaction portique-voiles sous charges horizontales.....	74
Tableau IV.6: Vérification de l'effort normal réduit.....	75
Tableau IV.7: Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P-Δ).....	77
Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.	78
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} ; M^{corr}).....	79
Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} ; N^{corr}).....	80

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr}).....	80
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{max}; M^{corr}$	80
Tableau V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{max}; N^{corr}$	81
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).....	81
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{max}; M^{corr}$).....	81
Tableau V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{max}; N^{corr}$).....	82
Tableau V.10: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).....	82
Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux.....	82
Tableau V.12: Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N^{max}; M^{corr}$).....	83
Tableau V.13: Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M^{max}; N^{corr}$).....	83
Tableau V.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	84
Tableau V.15: Espacement maximales selon RPA99	86
Tableau V.16: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	86
Tableau V.17: Ferrailage des poutres porteuses	91
Tableau V.18: Ferrailage des poutres non porteuses.....	92
Tableau V.19: Choix des armatures pour les poutres principales	92
Tableau V.20: Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	92
Tableau V.21: Vérification de la condition de non fragilité.....	93
Tableau V.22: Vérification des poutres principales à l'ELS	93
Tableau V.23: Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	93
Tableau V.24: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales.....	94
Tableau V.25: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires....	94
Tableau V.26: Calcul des armatures transversales.....	95
Tableau V.27: Ferrailage des poutres de sous-sol.....	96
Tableau V.28: Valeurs de (l_f/l).....	101
Tableau V.29: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	102
Tableau V.30: Pourcentage minimal des aciers horizontaux et verticaux	103
Tableau V.31 : Les Aciers transversaux pour les voiles.....	103
Tableau V.32: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple de calcul.....	106
Tableau V.33: Calcul des armatures verticales de l'exemple de calcul.....	107
Tableau V.34: Calcul des armatures verticales de vx1.....	109
Tableau V.35: Calcul des armatures de joint de bétonnage de vx1.....	109
Tableau V.36: Calcul des armatures horizontales de vx1.....	110

Tableau V.37: Calcul des armatures verticales de vy1	110
Tableau V.38: Calcul des armatures de joint de bétonnage de vy1.....	111
Tableau V.39: Calcul des armatures horizontales de vy1.....	111
Tableau VI.1 : représentation des valeurs de N, M, e0	116
Tableau VI.2 : Ferrailage de panneau du radier.....	118
Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes.....	119
Tableau.VI.4 : Ferrailage des nervures sens porteur.....	120
Tableau.VI.5 : Ferrailage des nervures sens non porteur.....	120
Tableau.VI.6 : Vérification des contraintes sens porteur.....	120
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes sent non porteur.....	121
Tableau VI.8 : Calcul des moments de voile périphérique.....	124
Tableau VI.9 : Ferrailage du voile périphérique.....	124
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	126

LISTES DES FIGURES

Figure I.1. Photo représentent le projet	2
Figure I.2. Localisation du site du projet	2
Figure I.3 l'image réelle du béton	5
Figure I.4 Le ciment	5
Figure I.5 les granulats	5
Figure I.6 l'eau de gâchage.....	6
Figure I.7 Les adjuvants	6
Figure I.8 Essai du module de poisson	7
Figure I.9 Diagramme de contrainte –déformation à l'ELU (béton)	9
Figure I.10 Diagramme de contrainte –déformation à l'ELS (béton)	9
Figure I.11 Les aciers de ferrailage	10
Figure I.12 Les aciers ronds lisses	10
Figure I.13 Les aciers a haute adhérence	11
Figure I.14 Treillis soudés	11
Figure I.15 Diagramme de contrainte –déformation à l'ELU (acier)	12
Figure I.16 Armature a haute adhérence	13
Figure II.1 : plancher en dalle pleine	16
Figure II.2 : plancher en corps creux	18
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	19
Figure II.4 : Coupe de voile en élévation	24
Figure II.5 : Coupe de voile en plan	27
Figure III.1 : Schéma ferrailage dalle pleine centre commerciale	33
Figure III.2 : Schéma ferrailage dalle pleine sous-sol	33
Figure III.3 : Schéma statique des poutrelles.....	38
Figure III.4: Schéma ferrailage des poutrelles	43
Figure III.5: schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	44
Figure III.6: schéma statique du balcon a l'ELU et a l'ELS.....	45
Figure III.7: schéma de ferrailage de balcon	47
Figure III.8: Sollicitations de l'acrotère.....	48

Figure III.9: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	53
Figure III.10 : Coupe des escaliers.....	54
Figure III.11: schéma statique d'escalier avec les charges et les surcharges à l'ELU.....	56
Figure III.12 : schéma statique d'escalier avec les charges et les surcharges à l'ELU de l'étage d'habitation.....	57
Figure III.13 : le schéma de ferrailage de la partie 1 d l'escalier d'étages habitation.....	60
Figure III.14: le schéma de ferrailage de la poutre palière (étages habitation).....	63
Figure IV.1 : Disposition des voiles initiaux.....	69
Figure IV.2 : Disposition des voiles finale.....	72
Figure IV.3 : Modes de déformation.....	72
Figure IV.4 : Evaluation des effets du second ordre.....	76
Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	90
Figure V.2 : Ferrailage des poutres porteuses étage courant et centre commercial.....	97
Figure V.3 : Ferrailage des poutres porteuses terrasse.....	97
Figure V.4 : Ferrailage des poutres porteuses sous-sol.....	98
Figure V.5: Ferrailage des poutres non porteuses terrasse, centre commercial et sous-sol....	98
Figure V.6 : Ferrailage des poutres non porteuses étage courant	98
Figure V.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	100
Figure V.8 : Définition de l'élément mur.....	100
Figure V.9 : Discrétisation d'un voile en élément (maille)coque.....	104
Figure V.10 : Disposition des voiles à étudier.....	106
Figure V.11 : schéma de ferrailage du voile horizontale X1.....	111
Figure VI.1: schéma d'un radier.....	112
Figure VI.2: Vue en plan illustrant Les dimensions du panneau de radier	118
Figure VI.3: Ferrailage du radier.....	119
Figure VI.4: Ferrailage des nervures du sens (x-x).....	122
Figure VI.5: Ferrailage des nervures du sens (y-y).....	122
Figure VI.6: Ferrailage du Voile Périphérique sens x.....	126

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.
- \emptyset : 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..
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U.$: Etat limite ultime.
- $E.L.S.$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.

- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

- A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- Φ : Coefficient de sécurité.
- αc : coefficient dépendant de l'élancement du mur.
- ρv : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- ρh : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- ρn : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
- h_w : Hauteur totale du voile.
- l_w : Longueur du mur en plan.
- δu : déplacement du voile au sommet.
- I_g : Moment d'inertie du voile.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : Généralité

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	3
I.4. Description technique	3
I.4.1. Système de contreventement.....	3
I.4.2. Définition des éléments de l'ouvrage.....	3
❖ Les planchers.....	3
✓ Les planchers en corps creux.....	3
✓ Les planchers en dalles pleines.....	3
❖ Les poutres.....	3
❖ Les poteaux.....	3
❖ Les voiles.....	3
❖ L'acrotère.....	3
❖ Les escaliers.....	4
I.4.3. Les éléments de remplissages.....	4
I.4.4. L'infrastructure.....	4
I.5. Matériaux de construction utilisés.....	4
I.5.1. Caractéristiques du béton.....	4
I.5.1.1. Propriétés mécaniques.....	6
I.5.1.2. Contrainte limite de calcul	8
I.5.2. Acier.....	9
I.5.2.1. principale armature utilisée.....	10
I.5.2.2. contrainte limite de calcul	11
I.3.1. Béton armé	12
I.5.3.1. introduction.....	12
I.5.3.2. historique	13
I.5.3.3. principes du calcul du béton	13
I.5.3.4. adhérence acier béton	13
I.5.4. Hypothèse de calcul.....	14
I.5.5. Règlement et normes utilisés.....	14

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	15
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	15
II.2.1. les planchers	15
II.2.1.1. Plancher en dalle pleine	15
II.2.1.2. Plancher en corps creux.....	17
II.3. Descente de charge	18
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible	18
II.3.2. Plancher étage courant	19
II.3.3. Plancher centre commercial	20
II.3.4. Plancher sous sol	20
II.3.5. Maçonnerie	21
II.3.6. Balcon	21
II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux	21
II.4.1. Les poutres.....	21
II.4.1.1. Les poutres principales (P.P).....	22
II.4.1.2. Les poutres secondaires (P.S).....	22
II.4.2. Les voiles.....	23
II.4.3. Les poteaux.....	25
II.4.3.1. loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étages	26
II.4.3.2. les poteaux les plus sollicités	28
II.4.3.3. charge permanent	28
Conclusion	30

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	31
III.2. étude des planchers.....	31
III.2.1. Etude des dalles pleines.....	31
a) Calcul de sollicitation	31
b) Ferrailage	32
c) Schéma de ferrailage	33
III.2.1.1. les vérifications nécessaire de ferrailage	34
III.2.1.2. vérification à l'ELS	35
III.2.2. Etude des dalles a corps creux	37
III.2.2.1. Calcul des poutrelles	37
➤ Calcul des moments	37

➤ Calcul de ferrailage	39
Vérification a l'ELU	40
Vérification a l'ELS	41
Vérification de la flèche.....	41
➤ Armature transversales	43
➤ Ferrailage de la dalle de compression	43
III.3. Calcul du balcon	44
III.3.1. Déterminer des efforts	44
III.3.1.1. Combinaison des charges	44
III.3.1.2. Les moments et les efforts tranchant	45
III.3.2. Ferrailage de balcon	45
III.3.2.1. Armature principale	45
III.3.2.2. Vérifications	45
Conclusion	47
III.4. Etude de l'acrotère	48
III.4.1. Introduction.....	48
III.4.2. Pré dimensionnement de l'acrotère.....	48
III.4.3. Evaluation des charges	49
III.4.4. Détermination des efforts.....	49
III.4.5. Ferrailage de l'acrotère.....	49
III.4.5.1.Calcul des armatures à L'ELU.....	50
III.4.5.2.Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99	51
III.4.5.3.Vérification à l'ELS.....	51
III.5. Étude de l'escalier	53
III.5.1. Pré dimensionnement des escaliers	54
III.5.2. Calcul des charges	56
III.5.3. Le ferrailage	57
III.5.4. Vérification a l'ELU	58
III.5.5. Vérification a l'ELS	59
III.5.6. Poutre palière.....	60
1. Introduction	60
2. Pré dimensionnement.....	60
3. L'état limite ultime	60
4. Ferrailage	61

III.5.6.1. Vérification a l'ELU	61
III.5.6.2. Vérification a l'ELS	62
Schéma de ferrailage de la poutre palier	63

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	64
IV.1.1. Etude sismique	64
IV.1.2. Modélisation de rigidité	64
IV.1.3. Modélisation de masse	64
IV.2. Choix méthodes de calcul.....	64
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	65
IV.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	65
IV.2.3. La méthode modale spectrale	66
IV.3. Résultats de l'analyse de la structure	67

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	78
V.2. Ferrailage des poteaux.....	78
V.2.1. Introduction	78
V.2.2. Combinaison d'action	78
V.2.3. recommandation selon RPA99 version 2003	80
V.2.4. les sollicitations	80
V.2.5. Choix des armatures	82
V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	82
V.2.7. Vérification de l'effort tranchant	83
V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux	84
V.2.9. Longueur de recouvrement	86
V.2.10. Ferrailage des poteaux de sous sol.....	86
Schéma de ferrailage	90
V.3 Ferrailage des poutres	91
V.3.1. Introduction	91
V.3.2. Recommandation selon RPA99 version 2003.....	91
V.3.3. Calcul de ferrailage	91
V.3.4. Choix des armatures	92

V.3.5. Condition de non fragilité	93
V.3.6. Vérification a l'ELS	93
V.3.7. Vérification de l'effort tranchant	94
V.3.8. Calcul des armatures transversales	94
V.3.9. ferrailage des poutres du sous soles	96
Schéma du ferrailage	97
V.4. Ferrailage des voiles	99
V.4.1. Introduction	99
V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles	99
V.4.3. Justification sous sollicitation normale	100
V.4.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes	103
V.4.5. Préconisation du règlement parasismique algérien.....	104
V.4.6 Exemple de calcul	106
V.4.7. Présentation des résultats pour le reste des voiles	108
V.4.8.Schéma de ferrailage de voile x1	111

CHAPOTREVI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	112
VI.2. Choix du type des fondations.....	112
VI.3. calcul des fondations	112
VI.3.1. Etude du radier général	112
VI.3.2. Pré dimensionnement du radier.....	113
VI.3.3. Surface nécessaire	113
VI.3.4. Condition de cisaillement	113
VI.3.5. Nervure	114
VI.4. Caractéristiques géométriques.....	115
VI.5. Vérification nécessaires	115
VI.5.1.Vérification de la stabilité du radier	115
VI.5.2. Vérification de la Stabilité au renversement de la structure	116
VI.6. Ferrailage du radier	117
VI.6.1. Détermination des efforts	117
VI.6.2. calcul du ferrailage.....	118
VI.6.3. Vérification nécessaire	118
VI.6.4. Dessin de ferrailage	119
VI.7. Ferrailage des nervures	120

VI.7.1. Calcul des efforts	120
VI.7.2. Calcul des armatures	120
VI.7.3. Condition de non fragilité	120
VI.7.4. Vérification nécessaire	120
VI.7.5. Armature transversale	121
Schéma de ferrailage	122
VI.8. Etude de voile périphérique.....	122
VI.8.1. Pré dimensionnement	122
VI.8.2. Détermination des sollicitations	123
VI.8.3. Calcul de la force de poussée	123
VI.8.4. Calcul des moments	123
VI.8.5. Calcul du ferrailage.....	124
VI.8.6. Vérification de l'effort tranchant	125
VI.8.7. Vérification a l'ELS	125
Schéma de ferrailage	126
Conclusion générale	127

Bibliographe

Annexes

INTRODUCTION GENERALE

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrages de génie civil en général est le fruit d'un long travail exécuté par une équipe pluridisciplinaire.

L'ingénieur en structure occupe une place de choix dans ce dispositif car ayant la lourde tâche de concevoir ; d'analyser et dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrages pour assurer sa fonctionnalité ; sa résistance mécanique pendant toute sa durée de vie sans risque pour l'utilisateur et à moindre coût.

Le thème traité dans notre mémoire est l'étude d'ingénierie d'un Bâtiment en béton armé à usage multiple (commerce +habitation) R+9+3 sous-sols avec terrasse inaccessible .Il porte donc sur le dimensionnement des structures qui est une étape primordiale dans le processus de la conception de l'ouvrage, Etude dynamique et sismique Ainsi que le ferrailage des éléments résistants et secondaires de Notre structures.

Il s'agira dans le cadre de notre travail, de faire une étude technique détaillée d'un immeuble R+9 dans laquelle on doit présenter notre calcul, le plan de coffrage et de ferrailage de la structure.

Il sera étudié dans le présent rapport plusieurs points à savoir :

- Présentation de l'ouvrage.
- Le pré dimensionnement des éléments résistants.
- Ferrailage des éléments secondaires.
- Etude dynamique.
- Ferrailage des éléments résistants.
- Etude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Généralité

I.1. Introduction

L'ingénieur en génie civil doit disposer de connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière répond à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré. A cet effet, nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions fondamentaux à l'étude de notre projet.

I.2. Présentation de l'Ouvrage

Ce présent projet consiste en l'étude d'un ouvrage en béton armé destiné à des habitations et renfermant, en même temps, des activités commerciales et de service. Il est implanté dans la wilaya d'Alger, daïra de «Cheraga », commune de « Cheraga ». Il consiste en un bâtiment “ R+9+3 sous-sol”. Le rez-de-chaussée (RDC) et Le premier niveau sont destinés aux commerces et Les niveaux restants sont destinés à l'habitation. Les trois sous-sols sont utilisés comme garages et parcs de stationnement.

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/VERSION2003, l'ouvrage est classé dans le « GROUPE D'USAGE 2 » c'est-à-dire un ouvrage courant ou d'importance moyenne dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. Il est situé, d'après le même règlement en zone III correspondant à un niveau de sismicité élevée.

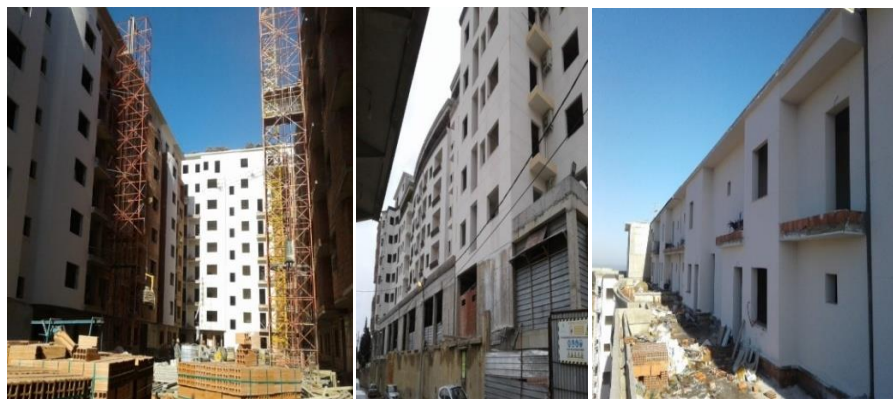


Figure 1.1 : photos représentant le projet

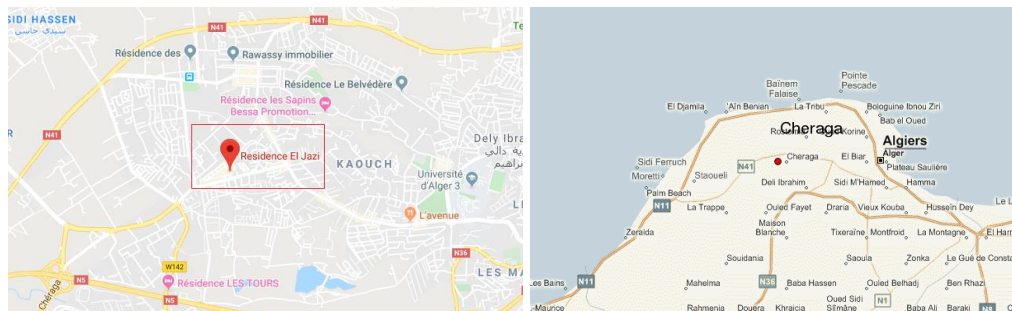


Figure 1.2 : localisation du site du projet

I.3. Caractéristiques Géométriques de l'Ouvrage

Les dimensions en plan du bâtiment sont :

- Largeur du bâtiment : 20.05m.
- Longueur du bâtiment : 27.60m.
- La hauteur du bâtiment Avec l'acrotère : 34.5m.
- La hauteur de l'acrotère est de : 0,50m.
- La hauteur du bâtiment Sans l'acrotère : 34m.
- La hauteur du RDC de centre commercial est : 4.08m.
- La hauteur de l'étage courant de centre commercial est : 4.08m
- La hauteur de l'étage courant est : 3.23m.
- La hauteur de sous-sol : 2.64m.

I.4. Description technique

I.4.1. Système de contreventement

Selon le *RPA99 /2003* pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone 3, Il est indispensable d'introduire des voiles de contreventement, c'est pour cette raison que Nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques – voiles)

I.4.2. Eléments de l'ouvrage

❖ **Les planchers:** Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les Différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux Éléments structuraux et participent à l'isolation acoustique, l'isolation thermique, et l'isolation contre feu. Ils sont également utilisés pour passage des gaines et réseaux de canalisation.

Il existe deux types :

✓ **Les planchers en corps creux:** sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armée par treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique;

✓ **Les planchers en dalle pleine:** Ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé, leurs épaisseurs dépendant des conditions d'utilisation.

❖ **Poutres :** sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement est déterminé selon des Conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres Secondaires.

❖ **Poteaux :** Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations à la base de la structure.

❖ **Voiles :** Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une Dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

❖ **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa Base au plancher de la terrasse inaccessible.

Les escaliers : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers :

- ⇒ Au niveau de 1^{er} étage (centre commerciale), on trouve un seul type d'escalier (trois volées).
- ⇒ Les autres niveaux comportent un seul type d'escaliers à deux volées.

I.4.3. Les éléments de remplissages

❖ La maçonnerie:

➤ **Les murs extérieurs** : Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm. séparées par une lame d'air de 5cm .

➤ **Les murs de séparation intérieure** : seront en une seule paroi de brique de 10cm.

❖ Les revêtements : les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.4. L'infrastructure

❖ Les fondations : elles seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions Suivantes :

- Transmettre les charges verticales.
- Limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

❖ Les voiles périphériques : sont des voiles en béton armé qui entourent la périphérie Du sous-sol pour reprendre la poussée des terres.

I.5. Matériaux de construction Utilisés

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.5.1. Caractéristiques du Béton

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un Liant qui durcit en présence d'eau. A ces composants s'ajoutent des adjuvants qui améliorent Sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi Introduits pour améliorer la compacité des bétons. Ses principaux constituants sont :



Figure I.3 :L'image réelle du béton.

➤ **Le ciment:**

C'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers Constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est en Fonction de la résistance mécanique recherchée.



Figure I.4 : le ciment

➤ **Les granulats :**

Ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les Caractéristiques influentes la qualité des bétons, ils représentent le 2/3 du volume du béton.



Figure I.5 : les granulats.

➤ **L'eau da gâchage :**

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, Alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du Béton ou du mortier. Un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.



Figure I.6 : l'eau de gâchage

➤ **Les adjuvants :**

Ce sont des produits dont l'incorporation à faibles doses, au moment du malaxage ou Avant la mise en œuvre, modifie certaines propriétés du béton, mortier ou coulis, à l'état frais Ou durci. Ils permettent de jouer sur les performances du béton en améliorant les conditions de Sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité.



Figure I.7 : les adjuvants.

1.5.1.1. Propriétés mécaniques

1. Résistance (d'après C.B.A 93)

a) Résistance a la compression : [artA.2.1.1.1]

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une Valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} .
Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91) :

. Si $28 \leq j \leq 60$

$$f_{cj} = f_{c28} \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \frac{j}{(1,4 + 0.95j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

. Si $j > 60 \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour le présent projet on adoptera un béton de classe C25/30

Avec :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: Résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm*32cm).

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$: Résistance d'une éprouvette cubique de dimension (25cm*25cm).

b. Résistance à la traction : [Art A-2 12 BAEL91]

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon Le BAEL91 (art : A.2.1, 12) par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas, j=28 jours $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow$ donc : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

2. Module de déformation longitudinale du béton

La valeur de ce module intervient dans le calcul de flèche et les effets dus au retrait et au fluage du béton. Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

- ◆ **Le module de déformation instantanée** : Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \varepsilon)$ d'un test de courte durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel :

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

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

- ◆ **Le module de déformation différée** : Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \varepsilon)$ d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj} [\text{MPa}]}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$

3. Coefficient de Poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale noté "v".

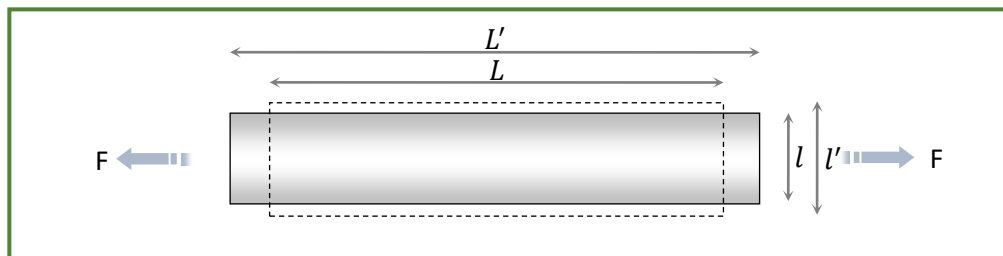


Figure. I.8 : Essai de module de poisson.

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

$$\nu = \frac{\frac{L'-L}{L}}{\frac{l'-l}{l}}$$

- ❖ $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré) ;
- ❖ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états-limites ultimes (béton fissuré).

1.5.1.2. Contrainte Limite de Calcul

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

❖ Etat imite ultime « E.L.U » :

C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite à la compression (**Art 4 –3 .41 BAEL9**) notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPa}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la Masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

⇒ $\gamma_b = 1,5$ en situation courante → $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

⇒ $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle → $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé Pour tenir compte les risques d'altérations du béton.

➤ $\theta = 1$ Si la durée d'application est supérieur à 24 heures.

➤ $\theta = 0.9$ Si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

➤ $\theta = 0.85$ Si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

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

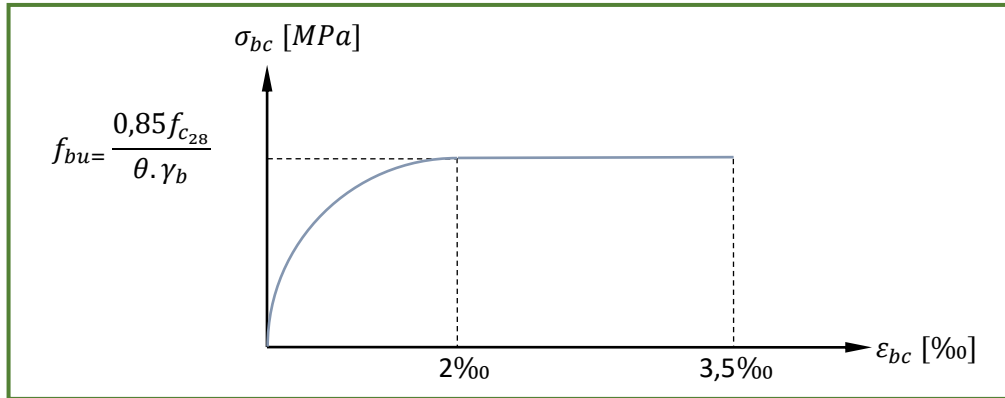


Figure. I.9 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

❖ *Etat limite de service « E. L. S »*

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

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

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

La contrainte limite de service est donnée par :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

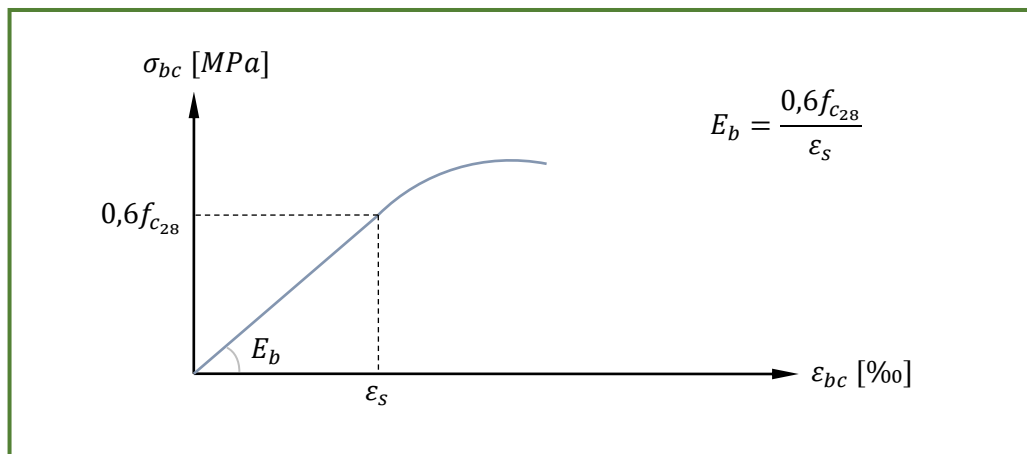


Figure. I.10 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELS.

I.5.2.Acier

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, formant un matériau Homogène, est caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

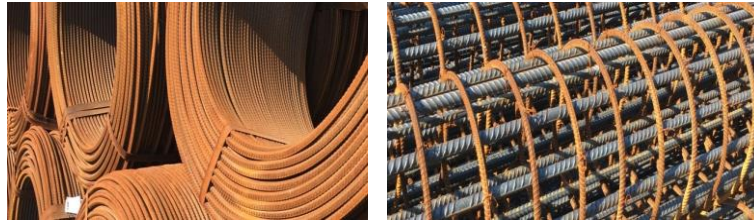


Figure I.11 : les aciers de ferrailage

I.5.2.1.Principale armature utilisée

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés a haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f (Mpa)	215	235	400	500	500	500

Selon (l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003), les armatures longitudinales des éléments Principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500 MPa$, et l'allongement relatif sous Charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5%

a) Ronds lisses (R.L) :

Ce sont des barres laminées de sections circulaires, leur surface ne présente aucune Aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances **FeE215** et **FeE235**



Figure I.12 : les aciers ronds lisses.

b) Les aciers à haute adhérence (HA) :

Ce sont des barres laminées de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, Dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre L'acier et le béton. On distingue deux classes d'acier **FeE400** et **FeE500**. Les diamètres Normalisés sont : Ø (6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50) mm.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des **FeE400** de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $F_e=400\text{Mpa}$;
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$;
- Coefficient de fissuration : $\eta =1.6$;
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$;
- Module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5\text{Mpa}$.



Figure I.13 : Les aciers à haute adhérence (HA)

c) Treillis soudés :

Les treillis soudés, sont formés par assemblage perpendiculairement des barres de des Fils lisses ou à haute adhérence, soudés électriquement de chaque point de croisement, Forment un maillage (15×15) ou (15×20), est disponible avec les diamètres suivants : \varnothing (6, 8, 10, 12,14) mm

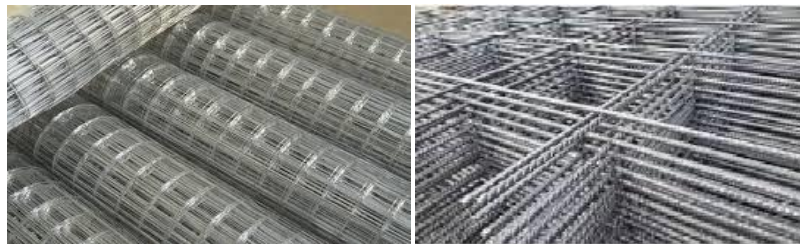


Figure I.14 : Treillis soudés

I.5.2.2. Contrainte limite de calcul

1. L'état limite ultime

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant:

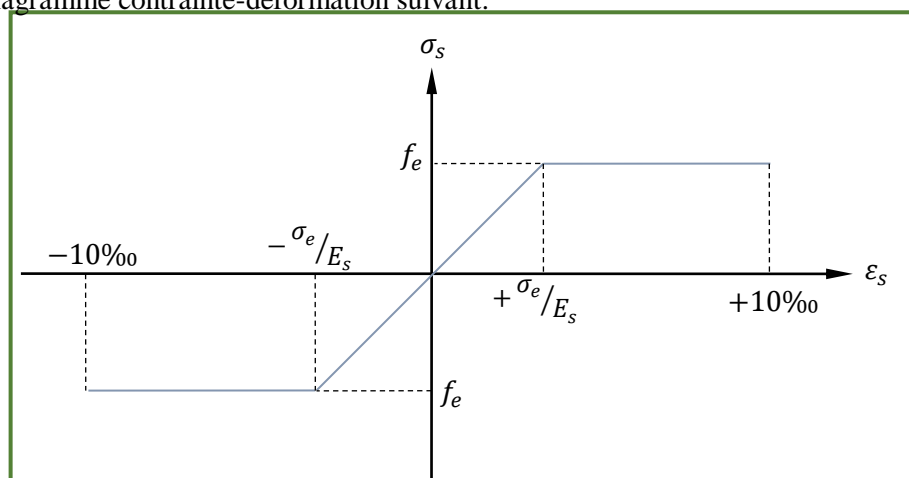


Figure. I.15 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique ;

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

σ_s : contrainte de l'acier ;

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier ;

- $\gamma_s=1.15$ en cas de situations durables ou transitoires ;
- $\gamma_s=1.00$ en cas de situations accidentelles.

2. L'état limite de service

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 240 \text{ Mpa} \quad (\text{MPa}) ; \\ 150 \sqrt{\eta f_{t28}} \end{array} \right. \end{array} \right.$

3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 240 \text{ Mpa} \quad (\text{MPa}). \\ 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \end{array} \right. \end{array} \right.$

Avec η : coefficient de fissuration.

- $\eta=1$ Pour les aciers ronds lisses ;
- $\eta=1,6$ Pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.5.3. béton armée

I.5.3.1. Introduction

Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction. Dans les structures en béton se développe un ensemble de contraintes générées par les diverses actions auxquelles elles sont soumises. La résistance à la compression du béton lui permet d'équilibrer correctement les contraintes de compression. Par contre, du fait de la relative faiblesse de sa résistance à la traction, il n'en est pas de même pour les contraintes de traction. C'est pourquoi l'on dispose dans les parties tendues d'une pièce en béton, des armatures (barres ou treillis soudés) en acier (matériau qui présente une bonne résistance à la traction). Chaque constituant joue ainsi son rôle au mieux de ses performances : le béton travaille en compression et l'acier en traction. Ce matériau est appelé béton armé.

I.5.3.2. Historique

L'idée d'associer au béton des armatures d'acier disposées dans les parties tendues revient à J. Lambot (1848) et à J. Monier (1849), qui déposa un brevet pour des caisses horticoles en ciment armé. Les premières applications du béton armé dans des constructions sont dues à E. Coignet, puis à F. Hennebique, qui a réalisé le premier immeuble entièrement en béton armé en 1900.

I.5.3.3. Principes du calcul du béton armé

Les règles de calcul sont conçues de façon à garantir la sécurité et la pérennité des structures. Ils précisent le niveau maximal des actions pouvant s'exercer sur un ouvrage pendant sa durée d'utilisation. Ce niveau est atteint par la prise en compte dans les calculs de valeurs caractéristiques des actions et de coefficients de sécurité majorant les sollicitations qui résultent de ces actions.

I.5.3.4. Adhérence acier béton

La résistance d'un élément en béton armé et la maîtrise de la fissuration supposent que l'acier ne puisse pas glisser à l'intérieur du béton, c'est-à-dire qu'il y ait adhérence parfaite entre les deux matériaux.

L'adhérence des armatures est fonction de leur forme, de leur surface (les saillies ou les creux améliorent l'adhérence) et de la résistance du béton.



Figure. I.16 : Armatures haute adhérence (HA).

Le fonctionnement du béton armé suppose une « association » entre l'acier et le béton qui met en jeu l'adhérence des armatures au béton. Pour utiliser pleinement des aciers plus performants, il faut donc aussi que leur adhérence soit améliorée.

On a par conséquent évolué vers des aciers qui sont à Haute Adhérence (HA). La haute adhérence résulte de la création d'aspérités en saillie ou en creux. L'adhérence est définie par deux coefficients :

- Le coefficient de fissuration qui est pris en compte pour les calculs de fissuration du béton.
- Le coefficient de scellement qui permet de dimensionner les ancrages des armatures.

Les valeurs de ces coefficients dépendent du type d'armatures (ronds lisses ou barres HA).

I.5.4. hypothèse de calcul

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation (hypothèse de Bernoulli)
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier. (hypothèse de Bernoulli)
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

À ELU :

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

[BAEL91Art 4.3.2]

À ELS :

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton. Aussi Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

⇒ Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté η est par convention le rapport suivant :

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

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

I.6. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003)
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etat Limites (BAEL91/version 99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2).

CHAPITRE II

pré dimensionnement

II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux et ce jusqu'aux fondations.

- ✓ **Les charges permanentes :** il s'agit de l'équipement de l'ouvrage (les revêtements, les cloisons, les installations techniques) qui sera en permanence associé à la structure (pas de variation temporelle).
- ✓ **Les charges d'exploitation :** sont les charges issues de l'utilisation de l'ouvrage. Par exemple, le poids des usagers, l'utilisation des bureaux (personnes et mobilier). Il est également possible de considérer certaines de ces charges mobiles comme des charges variantes dans le temps et dans l'espace pour en tirer une analyse **dynamique**.

II.2.Pré-dimensionnement Des éléments Non structuraux :

Les éléments non structuraux sont ceux qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.1. les planchers :

Les planchers sont des éléments destinés à séparer deux niveaux d'une habitation et assurer une isolation phonique et thermique. En sus, les planchers servent à transmettre les charges verticales aux poutres. On distingue 2 types de planchers les plus utilisés en béton armé :

II.2.1.1.Plancher en dalle pleine :

Le Plancher en dalle pleine est un plancher en béton armé, coulé sur un coffrage plat, l'épaisseur de cette dalle varie entre 15cm et 20cm. Le diamètre et le nombre des armatures sont en fonctions de l'importance des dimensions et des charges appliquées sur cette dalle.

1) **Les avantages de la dalle pleine :**

- ✓ Résiste mieux à la flexion par rapport au plancher à corps creux ;
- ✓ Un gain de temps ;
- ✓ Une épaisseur réduite ;

2) **Les inconvénients de la dalle pleine :**

- ✓ Mauvaise isolation thermique.
- ✓ Le poids est très élevé.

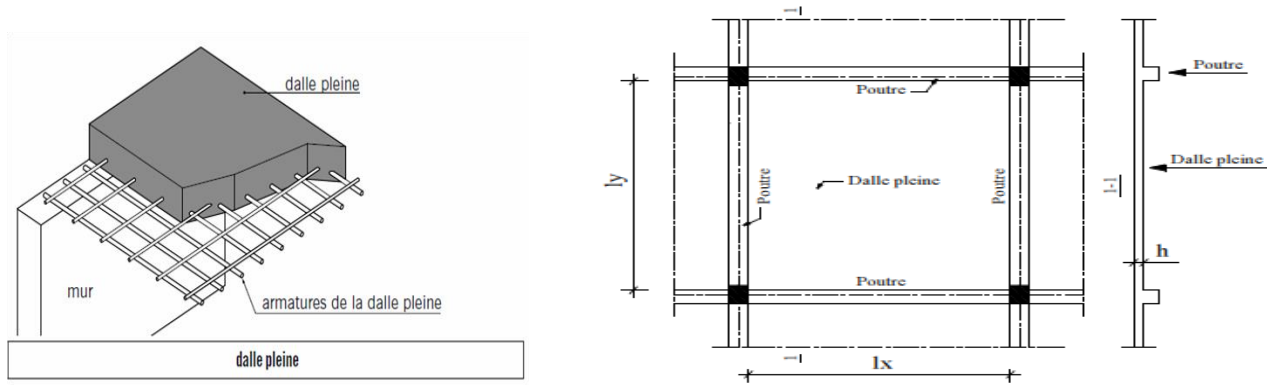


Figure II.1. Plancher en dalle pleine.

➤ **centre commercial + sous-sol**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

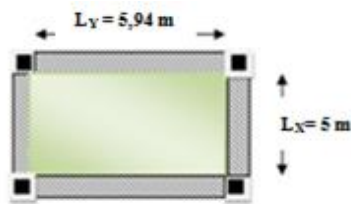
a) Critère de résistance à la flexion

- $e \geq \frac{L}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.
- $\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis

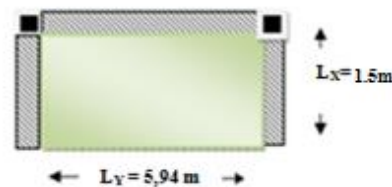
L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

Dans notre bâtiment, d'après les plans d'architectes, deux types de planchers se présentent, à savoir : un panneau sur 04 appuis et un sur 3 appuis ainsi on a :



a. Panneau sur 04 appuis.



b. Panneau sur 03 appuis.

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e_1 \leq \frac{L_{max}}{40} \longrightarrow \frac{500}{45} \leq e_1 \leq \frac{500}{40}$$

$$11.11 \leq e_1 \leq 12.5$$

(On opte pour $e = 12 \text{ cm}$)

b) Condition de résistance au feu

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

$$e_2 = 11 \text{ cm}.$$

c) Condition d'isolation acoustique

Pour une bonne isolation

{	Contre les bruits aériens $e \geq 16\text{cm}$
	Contre les bruits d'impacts $e \geq 14\text{cm}$.

$$e_3 = 16\text{cm}.$$

$$e = \max (e_1, e_2, e_3) = (12, 11, 16)$$

e = 16cm

II.2.1.2. Plancher corps creux :

Le plancher à corps creux est composé de 3 **éléments principaux** :

- 1) **Les poutrelles** : sont des éléments porteurs en béton armé, Elles sont posées chaque 60cm environ, elles reposent en extrémité sur les poutres ou sur les murs porteurs.
- 2) **L'entrevous**: sont des éléments préfabriqués, ils assurent une bonne isolation thermique, et en outre servent comme un coffrage de béton.
- 3) **La dalle de compression** : c'est une dalle armée par un treille soudé, coulée sur l'entrevous, son épaisseur est de 5cm, elle reprend les efforts de compression.

1) Les avantages des planchers à corps creux:

- ✓ Assure une bonne isolation thermique ;
- ✓ Un poids léger par rapport à la dalle pleine ;
- ✓ Idéal pour la confection des vides sanitaires ;
- ✓ Ne nécessite pas de gros engin de levage.

2) Les inconvénients des planchers à corps creux :

- ✓ Grande épaisseur de plancher ;
- ✓ Portée limitée à 6 ou 7 mètres ;
- ✓ Pas de souplesse de forme et de taille ;
- ✓ « Mauvaise » isolation acoustique ;
- ✓ Nécessite beaucoup de manutentions ;
- ✓ Mise en œuvre relativement longue.

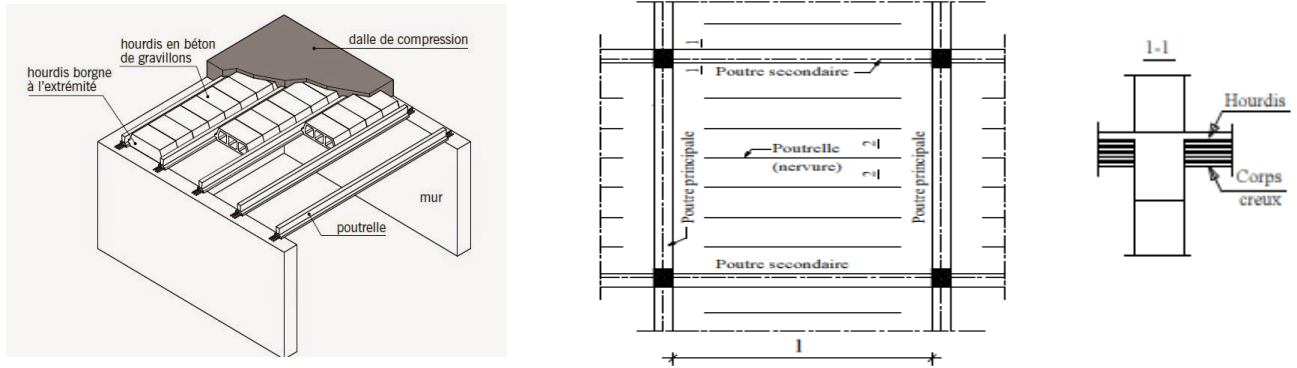


Figure II.2. Plancher en Corps creux.

Selon le CBA93, le plancher doit être dimensionné suivant la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq L/22.5 \dots \dots \dots \text{CBA93 (art B.6.8.4.2)}.$$

L : portée maximale entre nus d'appui dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$h_t = \frac{500}{22.5} = 22,22 \text{ cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 25 cm

Avec

- 20 cm : hauteur du corps creux.
- 5 cm : hauteur de la table de compression.

❖ **Conclusion :**

En tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons au choix suivant:

- Pour 2^{eme} a 9^{eme} étages (d'habitation) : plancher corps creux $h_t = 25 \text{ cm}$.
- Pour sous-sol, RDC + 1^{er} étage (centre commercial) : dalle pleine $e = 16 \text{ cm}$.

II.3.Descente de charge :

Le DTR [Art.b.c. 2.2] charges et surcharges indique les poids volumiques des matériaux utilisés en construction des bâtiments et la valeur de la charge d'exploitation.

II.3.1.Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

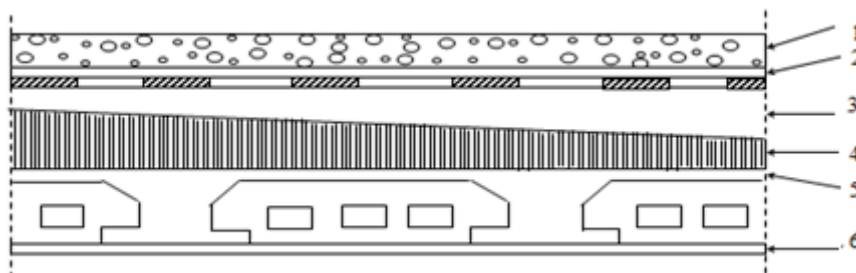


Figure. II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

- 1 : Protection en gravillon.
- 2 : Multicouche d'étanchéité.
- 3 : Isolation liège.
- 4 : Forme de pente.
- 5 : Plancher à corps creux.
- 6 : Enduit plâtre.

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes, exploitation du plancher terrasse.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux (20+5)	0.25	3.5
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.1	2.2
Total charges permanents	G = 7,13 kn/m²	
Charges Exploitations	Q = 1 kn/m²	

II.3.2. Plancher étage courant :

Tableau II.2: Evaluation des charges du plancher courant.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40

Lit de sable	0.03	0.54
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à Corps creux	0.25	3.5
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Cloison interne	0.01	1
Total charges permanents	G = 6.31 kn/m²	
Charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

II.3.3. Plancher centre commercial (dalle pleine) :

Tableau II.3: Evaluation des charges du plancher centre commercial.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher dalle pleine	0.16	4
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Cloison	/	1
Total charges permanentes	G = 6,65 KN/m²	
Charges d'exploitation	Q = 5 KN/m²	

II.3.4. Plancher sous-sol :

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher sous-sol.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Poids propre de la dalle	0.16	4
Total charges permanentes	G = 4 KN/m²	
Charges d'exploitation	Q = 2,5 KN/m²	

II.3.5.Maçonnerie (Mur extérieur à double cloison) :**Tableau. II.5 :** Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m2)
Revêtement extérieur en ciment	0.02	0.40
Brique creuse extérieure	0.015	1.3
L'âme d'air	0.05	/
Brique creuse intérieure	0.01	0.9
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 2,75 KN/m2	

II.3.6.Balcon :**Tableau. II.6 :** Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m2)
Carrelage	0.02	0,44
Chape de ciment	0.02	0,40
Lit de sable	0.03	0,51
Dalle en BA	0.16	4
Enduit de ciment	0.03	0,54
Garde-corps	/	1,12
Total charges permanentes	G = 7,01 KN/m2	
Charges d'exploitation	Q= 3,5 KN/m2	

II.4.Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

Les éléments structuraux sont ceux qui participent au contreventement de la structure.

II.4.1.Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé, elles permettent la transmission des charges et surcharges du plancher vers les poteaux, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par **BAEL91/modifier99**.

On doit vérifier les sections trouvées par les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien **RPA99/Version2003**.

- **Selon les règles BAEL91/modifier99 :**
 - ✓ La hauteur h de la poutre : $\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$
 - ✓ La largeur b de la poutre : $0.3h \leq b \leq 0.8h$

Avec :

l : longueur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

II.4.1.1. Poutre principale :

a) Détermination de h

La plus grande portée entre axes $L = 601$ m

$$\frac{601}{15} \leq h \leq \frac{601}{10} \rightarrow 40.06\text{cm} \leq h \leq 60.1\text{cm}$$

On prend : **h=45cm**

b) Détermination de b

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 13.5\text{cm} \leq b \leq 36\text{cm} \quad \text{Donc on prend} \quad \mathbf{b=35\text{cm}}$$

➤ Selon le RPA99/Ver2003 :

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le **RPA99/Ver2003** :

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

❖ Vérification

- ✓ $h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow$ vérifiée .
- ✓ $b = 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow$ vérifiée .
- ✓ $\frac{h}{b} = 1.28 \leq 4 \rightarrow$ vérifiée .

❖ Condition de rigidité

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{594} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{vérifiée}$$

II.4.1.2. Poutre secondaire :

c) Détermination de h

La plus grande portée entre axes $L = 5$ m

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}$$

$$\Rightarrow \mathbf{h=35\text{cm}}$$

d) Détermination de b

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 13.5\text{cm} \leq b \leq 36\text{cm} \quad \text{Donc on prend} \quad \mathbf{b=30\text{cm.}}$$

➤ Selon le RPA99/Ver2003 :

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le **RPA99/Ver2003** :

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

❖ Vérification :

- ✓ $h = 35\text{cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow$ vérifiée .
- ✓ $b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow$ vérifiée .
- ✓ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \rightarrow$ vérifiée .

❖ Condition de rigidité

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{500} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{vérifiée}$$



Conclusion:

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- **Des poutres principales : $(b \times h) = (35 \times 45)\text{ cm}^2$**
- **Des poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35)\text{ cm}^2$.**

II.4.2. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé ayant deux rôles :

⇒ Le contreventement :

Qui est l'action de transmettre les charges horizontales aux fondations et de limiter les flèches horizontales du bâtiment.

⇒ La résistance aux charges et surcharges verticales :

Suivant le critère de l'isolation acoustique et la protection contre l'incendie.

D'après l'article **7.7.1 du (RPA99/2003)**

On considère comme voile les éléments satisfaisants a la condition : $\mathbf{L \geq 4a}$.

Avec :

- **L** : longueur du voile.
- **a** : épaisseur du voile.
- **h_e** : hauteur libre de l'étage.

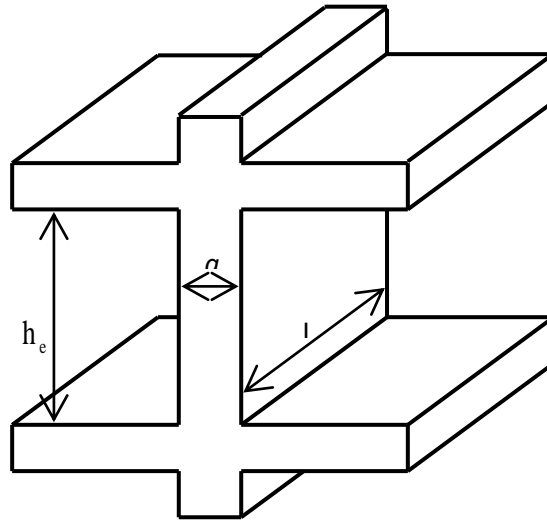


Figure II.4 : Coupe de voile en élévation

- L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15cm.
- De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique ci-dessous :

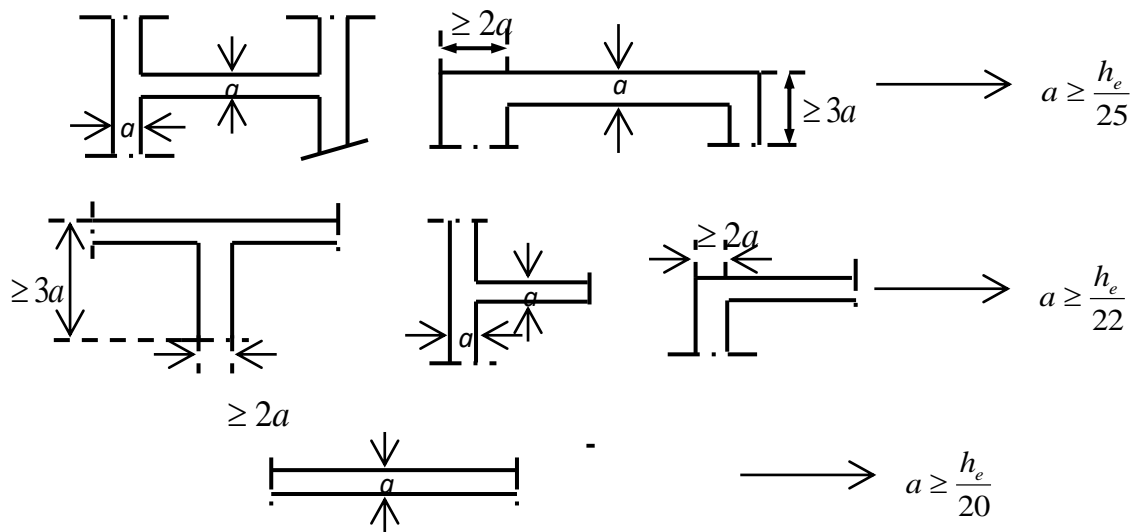


Figure II.5: Coupe de voile en plan

Dans Notre cas :

1- Les logements

$$h_e = 3.23 - 0.45 = 2.78 \text{ m}$$

$$a \geq 2.78 / 22 \Rightarrow a \geq 12.63 \text{ cm}$$

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

2- Centre commercial

$$h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63 \text{ m}$$

$$a \geq 3.63/22 \Rightarrow a \geq 16.5 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

✚ Conclusion:

Pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure on opte pour

$$a = 20 \text{ cm}$$

II.4.3. Les poteaux :

Les poteaux ont pour rôles la transmission des charges verticales vers les fondations . Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire.

✓ **D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93**

Le règlement béton armé permet la simplification on associe les critères de résistance et de stabilité en une seule formule sous forme :

$$N_u \leq \alpha \bar{N}_u$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots (1)$$

Avec

N_u : La compression à l'ELU.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

\bar{N}_u : La capacité de résistance du poteau.

α : Coefficient réducteur qui prend en considération le phénomène du flambement.

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

l_f : Longueur de flambement.

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

B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.5$). Situation durable et transitoire.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$). Situation durable et transitoire.

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

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

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : La section réduite d'un poteau.

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

✓ Selon RPA99 version 2003

Zone III => $A_s = 0.9\% B$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0.9\%$

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

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

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,064N_u \Rightarrow B_r \geq 0.064N_u$$

II.4.3.1. Loi de dégression des charges d'exploitations en fonction du nombre d'étages :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

➤ **La loi de dégression DTR.B.C.2.2 (6.3)**

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

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

Sous toit ou terrasse..... Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

(étage 3) ... $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage 4) ... $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(étage n) ... $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

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

Avec

n : Nombres d'étage

$Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$ Terrasse inaccessible.

Q_1 jusqu'au $Q_7 = 1.5 \text{ KN/m}^2$ Étages courants usage habitations.

$Q_8 + Q_9 = 5 \text{ KN/m}^2$ Usages commerces.

$Q_{10} + Q_{12} = 2.5 \text{ KN/m}^2$ Usages Parking.

Tableau.II.7 : la dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Charge Q	Σ surcharge (kN/m ²)
9	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1	1
8	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	1.5	2.5
7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	1.5	3.85
6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	1.5	5.05
5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	1.5	6.1
4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+5}{2 \times 5}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_6)$	1.5	6.625
3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+\frac{3+6}{2 \times 6}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_7)$	1.5	7.428
2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+\frac{3+7}{2 \times 7}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_8)$	1.5	8.218
1^{er} Etage commerce	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+\frac{3+8}{2 \times 8}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_9)$	1.5	9
RDC commerce	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+\frac{3+9}{2 \times 9}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{10})$	5	12.05
Sous-sol 3	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+\frac{3+10}{2 \times 10}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{11})$	5	15
Sous-sol 2	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+\frac{3+11}{2 \times 11}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{12})$	2.5	16.31
Sous-sol 1	Q_{12}	$\Sigma_{12}=Q_0+\frac{3+12}{2 \times 12}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{13})$	2.5	17.61

II.4.3.2. Les poteaux les plus sollicités :

- Poteaux d'angles : (A-1)

$$S = \frac{5.95}{2} \times \frac{4.1}{2} = 6.09 \text{ m}^2$$

- Poteaux de rives : (D-5)

$$S = \left(\frac{4.85}{2} + \frac{5.58}{2} \right) \times \frac{4.1}{2} = 10.69 \text{ m}^2$$

- Poteaux centraux :(B-2)

$$S = \left(\frac{5.15}{2} + \frac{5.95}{2} \right) \times \left(\frac{4.1}{2} + \frac{5}{2} \right) = 25.25 \text{ m}^2$$

- ✓ **Remarque :**

D'après l'article 7.4.1 dans RPA99 version 2003 :

Les poteaux de rive et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisations et de rapidité d'exécution et pour leur conférer une meilleure résistance

II.4.3.3. charge permanent :

- **Plancher terrasse**

- ❖ Poids propre de plancher terrasse :

$$G_1 = 7.13 * 31.07 = 221.52 \text{ KN}$$

- ❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2 = 5.54 * 0,45 * 0,3 * 25 = 18.69 \text{ KN.}$$

- ❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3 = 4.6 * 0.35 * 0,3 * 25 = 12.075 \text{ KN}$$

$$G_T = 252.29 \text{ KN}$$

- **Etage courant**

- ❖ Poids propre de plancher :

$$G_1 = 6.31 * 31.07 = 196.05 \text{ KN}$$

- ❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2 = 5.54 * 0,45 * 0,35 * 25 = 21.81 \text{ KN.}$$

- ❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3 = 4.6 * 0,35 * 0,30 * 25 = 12.075 \text{ KN}$$

- ❖ Poids propre de poteau :

$$G_4 = 0,3 * 0,3 * (3.23 - 0.2) * 25 = 6.81 \text{ KN.}$$

- ❖ Poids de Mur intérieur :

$$G_5 = 1,5 * 5.92 * 3,23 = 28.68 \text{ KN.}$$

$$G_T = 270.73 \text{ KN}$$

- **Plancher RDC +1^{er} étage centre commercial**

❖ Poids propre de plancher :

$$G_1 = 6.65 * 31.07 = 167.91 \text{ KN}$$

❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2 = 5.49 * 0.45 * 0.35 * 25 = 21.62 \text{ KN.}$$

❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3 = 4.72 * 0.35 * 0.3 * 25 = 12.39 \text{ KN}$$

❖ Poids propre de poteau :

$$G_4 = 0.3 * 0.3 * (4.08 - 0.16) * 25 = 8.82 \text{ KN.}$$

❖ Poids de Mur intérieur :

$$G_5 = 1.5 * 6.74 * 4.08 = 41.25 \text{ KN .}$$

$$G_T = 272.81 \text{ KN}$$

- **Sous-sol**

❖ Poids propre de plancher :

$$G_1 = 4 * 31.07 = 101 \text{ KN}$$

❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2 = 5.49 * 0.45 * 0.35 * 25 = 21.62 \text{ KN.}$$

❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3 = 4.72 * 0.35 * 0.3 * 25 = 12.39 \text{ KN}$$

❖ Poids propre de poteau :

$$G_4 = 0.3 * 0.3 * (4.08 - 0.16) * 25 = 8.82 \text{ KN.}$$

$$G_T = 164.65 \text{ KN}$$

Tableau.II.8 : choix des sections des poteaux.

Niveaux	N _G (Kn)	N _Q (Kn)	N _u (Kn)	B _r (cm ²)	a=b (cm)	Min (RPA)	Le choix
9	252.29	31.07	347.882	222.64	16.921	30×30	30*30
8	493.94	63.125	761.506	487.36	24.076	30×30	30*30
7	758.255	97.21	1169.459	748.45	29.356	30×30	30*30
6	1022.56	127.51	1571.721	1005.90	33.71	30×30	35*35
5	1286.87	154.025	1968.312	1259.719	37.49	30×30	40*40
4	1551.185	167.28	2345.02	1500.96	40.74	30×30	45*45
3	1815.495	187.557	2732.254	1748.64	43.82	30×30	45*45
2	2079.805	207.50	3118.987	1996.15	46.67	30×30	50*50
1 ^{er} Etage commerce	2344.115	227.25	3505.43	2243.47	49.36	30×30	50*50

RDC commerce	2616.925	304.26	3989.238	2553.11	52.52	30×30	55*55
Sous-sol 3	2751.57	378.75	4282.74	2740.95	55.48	30×30	60*60
Sous-sol 2	2946.225	411.83	4595.15	2940.8	57.63	30×30	60*60
Sous-sol 1	3110.87	444.65	4866.64	3114.6	59.71	30×30	60*60

✓ **Vérification selon le RPA 99 version 2003**

- Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur h_e en une seule fois.
- Les dés de calage sont interdits.

Pour un en 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 (h_e la plus défavorable = 4.08m).
 - On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).
- ⇒ **Toutes les conditions sont vérifiées**

Conclusion :

Tableau.II.9: les sections adoptées pour les poteaux.

Etages	Choix
Ss/sol 3 + Ss/sol 2 + Ss/sol 1	60*60
RDC commerce	55*55
1^{er} Etage commerce + 2^{ème} étage habitation	50*50
3^{ème} + 4^{ème} etage	45*45
5^{ème} etage	40*40
6^{ème} etage	35*35
7^{ème} + 8^{ème} + 9^{ème} etage	30*30

CHAPITRE III

Ferraillage des éléments secondaire

III .1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en selon le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges.

III .2. Etude des planchers :

III .2.1.Etude des dalles pleines :

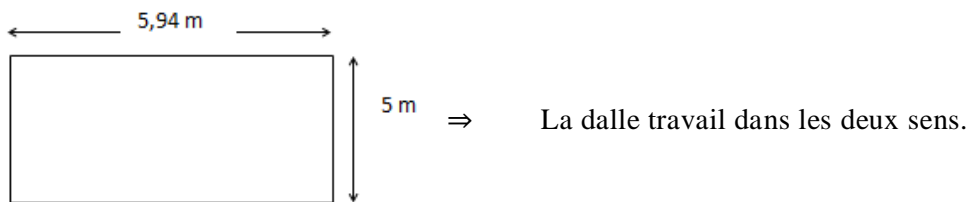
Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (un seul appui).Le panneau le plus susceptible à la ruine est celui qui a les plus étendues dimensions.

✓ **Panneaux sur 4 appuis**

Le rapport des deux dimensions de la plaque $\rho = \frac{l_x}{l_y}$, est nécessaire pour l'étude de dalles pleines.

Si : $\rho \leq 0.4 \implies$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x)

Si : $\rho \geq 0.4 \implies$ La dalle travaille suivant les deux sens (l_x et l_y).



a) Calcul de sollicitations :

$G^{centre} = 6.65 \text{ kn/m}^3$, $Q^{centre} = 5 \text{ kn/m}^3$.

$G^{sous-sol} = 4 \text{ kn/m}^3$, $Q^{sous-sol} = 2.5 \text{ kn/m}^3$.

✓ **P'ELU :**

$P_u^{centre} = 1.35G + 1.5Q = 16.477 \text{ kn/m}^3$

$P_u^{sous-sol} = 1.35G + 1.5Q = 9.15 \text{ kn/m}^3$

✓ **P'ELS :**

$P_s^{centre} = G + Q = 11.65 \text{ kn/m}^3$

$P_s^{sous-sol} = G + Q = 6.5 \text{ kn/m}^3$

b) **Ferraillage :**

• **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Pu \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times Mx \end{cases}$$

➤ Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

➤ Ils sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

- **En travée**

$$\begin{cases} M_x^T = 0.85M_{0x} \\ M_y^T = 0.85 M_{0y} \end{cases}$$

- **Sur appuis de rive**

$$M_x^T = 0.3M_{0x}$$

- **Sur appuis intermédiaire**

$$M_x^T = 0.5M_{0x}$$

Tableaux III .1.Calcul des moments.

	μ		M_0		Travée		App rive		App interm	
	μ_x	μ_y	M_X	M_Y	M_T		M_T		M_T	
					M_X	M_Y	M_X	M_Y	M_X	M_Y
Centre comer	0.053	0.631	22.21	14.02	18.87	11.92	6.663		11.105	
Sous-sol	0.053	0.63	12.32	7.78	10.48	6.62	3.69		6.16	

Lecalculdesarmaturessefaitàlaflexionsimplepourunebandedelargeur1m. On a :

$b = 100\text{cm}$, $e = 16\text{cm}$, $d = 12\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{Mpa}$ et $f_e=400\text{Mpa}$, $c = 3\text{cm}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

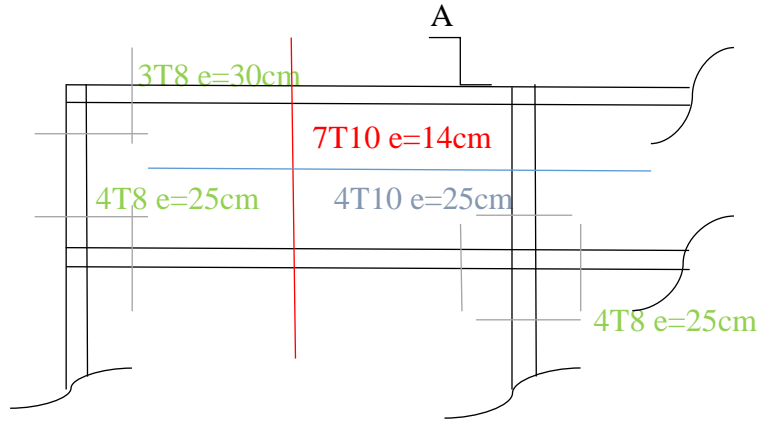
Tableaux III .2.Ferraillage de la dalle pleine en travée.

Sens		μ_{bu}	α	Travée		Le choix	S_t
				$A_x^T(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$		
x-x	Centre comer	0.093	0.122	5.16	1.4	7T10	14
	Sous-sol	0.043	0.056	2.37	1.4	4T10	25
y-y	Centre comer	0.058	0.074	2.94	1.28	4T10	25
	Sous-sol	0.032	0.041	1.61	1.28	3T10	30

Tableaux III .3. Ferraillage de la dalle pleine en appuis.

	Appuis de rive					
	μ_{bu}	α	$A_x^T(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Le choix	S_t
Centre commerciale	0.027	0.035	1.49	1.4	3T8	30
Sous-sol	0.015	0.019	0.82	1.4	3T8	30
	Appuis intermédiaire					
	μ_{bu}	α	$A_x^T(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Le choix	S_t
Centre commerciale	0.046	0.058	2.51	1.4	4T8	25
Sous-sol	0.025	0.032	1.37	1.4	3T8	30

c) Schéma de ferrailage :



Coupe A-A :

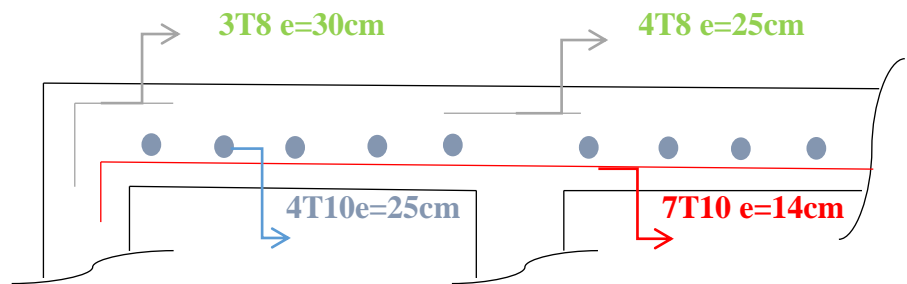
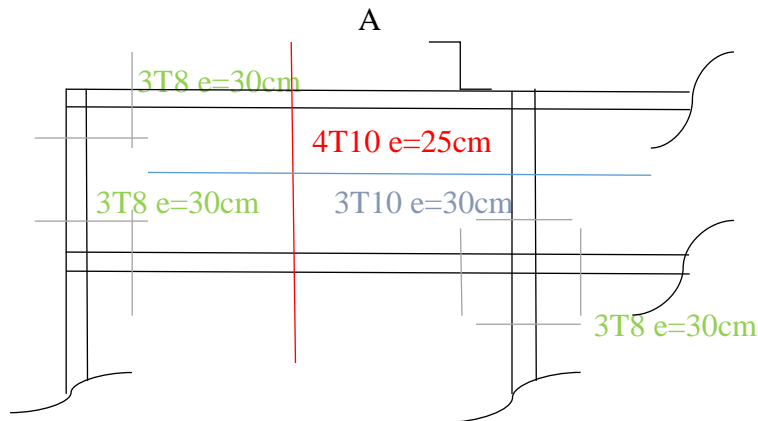


Figure III.1.Schéma de ferrailage dalle pleine centre commercial



Coupe A-A :

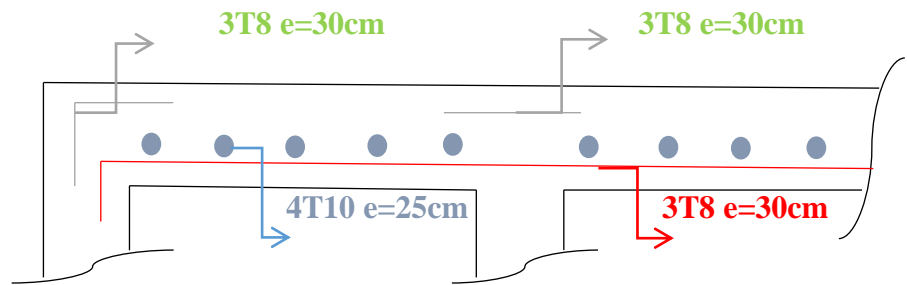


Figure III.2. : Schéma de ferrailage dalle pleine sous-sol

III .2.1.1 Les vérifications nécessaires de ferrailage :

a. Condition de non fragilité :

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

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,04cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 0,96cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,6\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,84 \end{cases}$

Centre commercial :

- **Travée**

Sens x-x : $A_x = 5,53cm^2 > A_s^{min} = 1,04cm^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sens y-y : $A_y = 3,16cm^2 > A_s^{min} = 0,96cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

- **Appuis de rive :**

$A_s = 1,5cm^2 > A_s^{min} = 1,04cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

- **Appuis intermédiaire:**

$A_s = 2;0cm^2 > A_s^{min} = 1,04cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Remarque : idem pour le plancher sous sol la condition est vérifiée.

b. Calcul des armatures transversales :

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

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3}$$

$$T_u^{max} = Max(T_x ; T_y)$$

Tableaux III .4: les résultats de la vérification de cisaillement.

		$\tau_u \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ Mpa}$	
Plancher	T_u^{max} [KN]	τ_u [Mpa]	Observation
Centre commercial	35.82	0.275	vérifier
sous-sol	19.88	0.153	vérifier

III.2.1.2. Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes

a.1. Béton : nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot \hat{A}_s \cdot (y - \hat{d}) = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + \hat{A}_s (y - \hat{d})^2]$$

a.2. Acier : nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right) = 250 \text{ MPa.}$$

Avec: $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y).$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant:

Tableaux III.5. Les résultats de la vérification des contraintes

plancher	ferraillage	Ms	As	Y	I (cm ⁴)	σ _b	σ _b ^{adm}	Vér	σ _s	σ̄ _s	Vér
	ge	[kn.m]	(cm ²)	(cm)							
Centre commerciale	Sens x-x	13.33	5.5	3.87	8808.96	5.86	15	OK	183.54	250	OK
	Sens y-y	8.42	3.14	2.92	5615.56	4.38	15	OK	171.38	250	OK
	App rive	4.707	1.51	2.21	2996.80	3.47	15	OK	230.65	250	OK
	App inter	7.84	3.14	3.06	5608.74	4.27	15	OK	162.07	250	OK
Sous-sol	Sens x-x	7.44	3.14	3.06	5608.74	4.06	15	OK	177.88	250	OK
	Sens y-y	4.69	2.36	2.58	3713.72	3.26	15	OK	178.44	250	OK
	App rive	2.62	1.51	2.21	2996.80	1.93	15	OK	128.38	250	OK
	App inter	4.37	1.51	2.21	2996.80	3.22	15	OK	214.14	250	OK

b. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow$$

Tableau III.6. Les résultats de la vérification de la flèche.

Plancher	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625$		$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$		$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$		
	$\frac{h}{L}$	Observation	$\frac{M_t}{10M_0}$	Observation	$\frac{A_s}{b.d}$	Observation	
Centre commerciale	x-x	0.032	Non Vérifier	0.084	Non vérifier	0.004	vérifier
	y-y	0.026	Non Vérifier	0.085	Non vérifier	0.002	vérifier
	App .riv	0.032	Non Vérifier	0.03	vérifier	0.0012	vérifier
	App .inter	0.032	Non Vérifier	0.05	Non vérifier	0.002	vérifier
Sous-sol	x-x	0.032	Non Vérifier	0.085	Non vérifier	0.002	vérifier
	y-y	0.026	Non Vérifier	0.085	Non vérifier	0.0019	vérifier
	App .tive	0.032	Non Vérifier	0.029	vérifier	0.002	vérifier
	App .inter	0.032	Non Vérifier	0.05	Non vérifier	0.002	vérifier

-Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_i I_{f_i}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I_{f_v}}$$

Avec :

$$\begin{cases} E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPA} \\ E_v = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.4 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{594}{1000} = 1.094 \text{ cm}$$

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

b=100 cm; h=16 cm; d=0,9h=14,4 cm ; A_s=7,92 cm² ; y=3,86 cm

Tableau III.7. Les résultats de calcul de la flèche.

Plancher		ρ	$\sigma(\text{MPa})$	μ	λ_i	λ_v	I_{f_i}	I_{f_v}	f_i	f_v	Δf	$\Delta f_T \leq \bar{f}$
Centre commerciale	x-x	0.0038	168.3	0.21	5.52	0.22	4487.7	9261.9	4.2	4.7	0.5	Ok
	y-y	0.0021	186.21	0.25	10	0.4	1764.8	5615.5	5.2	4.9	0.3	Ok
	App .riv	0.001	216.47	0.23	21	0.84	1154.3	2762.7	4.53	5.6	1.07	Ok
	App .inter	0.0021	173.38	0.24	10	0.4	1814.5	5629.2	4.7	4.58	0.12	Ok

Sous-sol	x-x	0.0021	164.54	0.22	10	0.4	1928	5670.6	4.2	4.32	0.12	Ok
	y-y	0.0016	138.01	0.23	13.12	0.52	1016.8	3648.7	5.05	4.2	0.85	Ok
	App .tive	0.001	120.49	0.09	21	0.84	1140.65	3064.7	2.5	1.5	1	Ok
	App .inter	0.001	200.97	0.21	21	0.84	609.33	2802.2	6.8	5.9	0.9	Ok

III.2.2. Etude des dalles a corps creux :

III.2.2.1. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

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

On prévoit des étaielements chaque 60 cm pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la dalle de compression.

- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression :

Après coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une section en "Te".

➤ **Calcul des moments :**

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

1. Méthode forfaitaire
2. Méthode de CAQUOT

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- **Condition 1 :**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m²

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

- ✓ **La terrasse :**

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < \{2 \times 7,13 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } 5\} \Leftrightarrow$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < \{14,26 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$$

- ✓ **Etage courant :**

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < \{2 \times 7,51 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\} \Leftrightarrow$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < \{15,02 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$$

- **Condition 2 :**

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

⇒(Condition est vérifiée)

- **Condition 3 :**

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

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

$$\begin{cases} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{455}{545} = 0.83 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{545}{455} = 1.2 \end{cases}$$

⇒ la condition vérifiée.

• **Condition 4 :**

La fissuration est non préjudiciable ⇒ (Condition vérifiée)

❖ **Conclusion :**

La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs

Tableau. III.8 : les charges et surcharge des poutrelles

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_s (KN.m)
Terrasse inaccessible	7.13	1.00	4.63	0.65	7.23	5.28
Étage courant	7.51	1.50	4.88	0.97	8.05	5.85

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

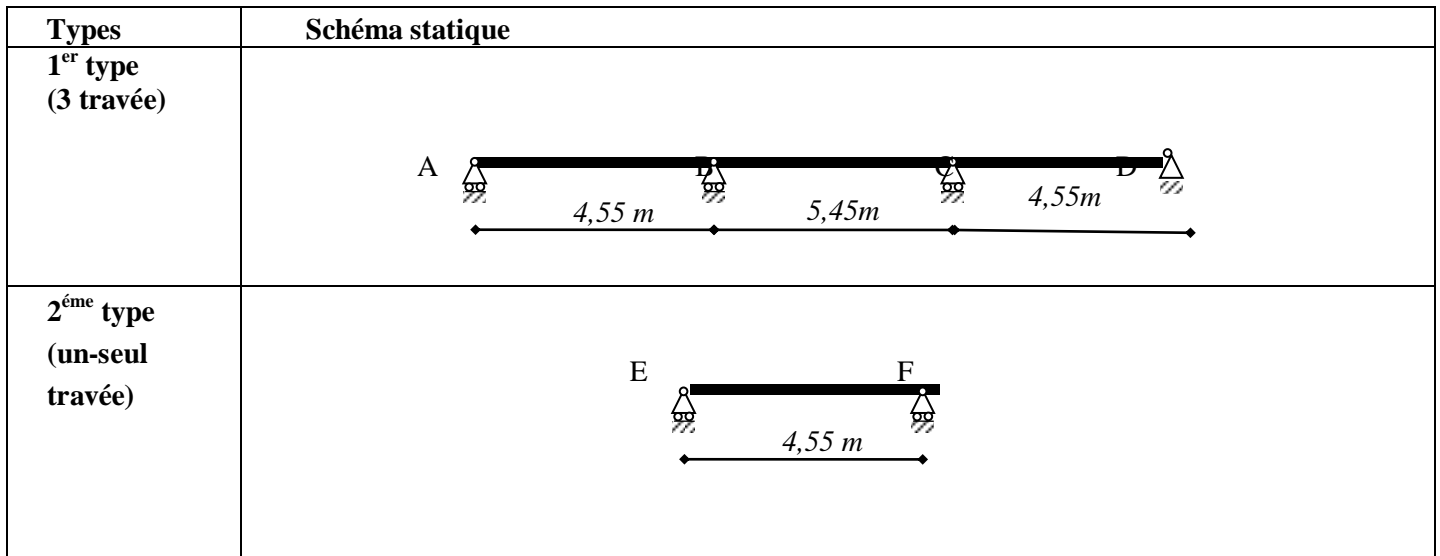


Figure III.3. : Schéma statique des poutrelles

Tableau. III.9 : les lois de calcul des moments des poutrelles.

	Moment en appuit	MOMENT EN TRAVÉE	L effort tranchant	α
Type 1	$0,5 \max \begin{pmatrix} M_{01} \\ M_{02} \end{pmatrix}$	$M_t \geq \max \left(\frac{1.05M_0}{(1+0.3\alpha)} - \frac{M_w+M_e}{2} \right)$ tout les cas $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}$ dans une travée intermédiaire $M_t \geq \frac{1,2+0.3\alpha}{2}$ dans une travée de rive	$\frac{p_{uL}}{2}$ $-1.1 \frac{p_{uL}}{2}$	$\frac{Q}{Q+G}$
TYPE 2		$\frac{p_{Sl}^2}{8}$	$\frac{p_{uL}}{2}$	

Les sont résultats regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. III.10: Résultats des moments des poutrelles.

Travées	Moments (kn.m)		Appuis	Moments (kn.m)		L'EFFORT TRANCHANT (kn)	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	
AB	14,4	10,47	M _A	0	0	V _A	18,31
BC	16,43	11,94	M _B	14,94	10,86	V _B	-20,14
							24,13
CD	14,4	10,47	M _C	14,94	10,86	V _C	-24,13
							20,15
EF	20,83	15,14	M _D	0	0	V _D	-18,32
			M _F	0	0	VE _F	18,3

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le calcul de ferrailage se fait à l'ELU en flexion simple.

h=25 cm; h₀=5 cm; b=65 cm; b₀=12 cm; d=0,9h=22.5 cm; $\sigma_{bc} = 14,17MPa$; $f_e=400MPa$

$f_{c28}=25 MPa$; $f_{i28}=2,1 MPa$.

$$M_{a RIVE ELU} = 0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = 0.15 \times 29.88 = -4.48KN.m$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. III.11 : Résultats de ferrailage des poutrelles.

	M [kN.m]	μ	α	Z [cm]	As' [cm ²]	As [cm ²]	As ^{choisit} [cm ²]	As ^{adopté} [cm ²]
Travée	20.83	0.0446	0.057	22	0	2.72	3T12	3.39
Appui	14.94	0.174	0.241	20.33	0	2.1	2T12	2.26

Vérification a ELU :

1. Condition de non fragilité :

➤ Travée

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,32cm^2 < 2.72 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

➤ Appuis intermédiaire

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,32cm^2 < 2.1 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.1F_{C28} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{24.13 \times 10^3}{120 \times 225} = 0.89 \leq 2.5 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

3. Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{14.23 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.225 \times 0.05} = 0.57 \leq 2.5 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

4. Vérification des armatures longitudinales :

• **APPUI INTERMIDIAIRES**

$$A_t \geq \frac{1.15}{F_e} \left(v_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \left(14.23 + \frac{14.94}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10^{-3}$$

$$A_t \geq 2.81$$

$$2.36 \leq 2.81 \dots \text{NON Vérifiée}$$

• **APPUI DE RIVE**

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} (14.23 \times 10^{-3})$$

$$A_t \geq 0.4$$

5. Influence sur le béton :

$$T_{max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{C28}}{\gamma_b}$$

$$T_{max} = 24.13 KN < 162 KN \Rightarrow$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

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.

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Détermination de l'axe neutre :

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

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

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

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

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

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y - c') - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'_s \cdot (y - c')^2 + \eta A_s (d - x)^2. \end{cases}$$

Tableau III.12: récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(kNm)$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	15,14	4,09	14859,74	4,16	Vérifiée
Appui	10,86	8,94	21990,33	4,41	Vérifiée

Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

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

Avec:

$h=25\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=22,5\text{cm}$; $L=4,55\text{m}$; $M_{\text{ser}}=15,14\text{kNm}$; $M_0=10,86\text{kNm}$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,055 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0116 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,055 < 0,139 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

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 : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,91\text{cm}$ ($L < 5\text{m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" [1] :

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" [1] :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.13 : Récapitulatif du calcul de la flèche

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)
15,14	3,39	8,94	0,0116	214,29	3,54	1,41	0,69	86505,11	27640,62	48231,34

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MPa$$

$$E_v = 3700\sqrt[3]{25} = 10818,87 MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,34 cm \quad (L = 4,55 m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,60 m$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,26 cm < \bar{f} = 0,91 cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **. Armatures transversales: (Art. A.7.2.2 BAEL91)**

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 8 \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{250}{35}; \frac{120}{10}; 8 \right]$$

$$\phi_t \leq \min [7,14; 12; 8]$$

$$\phi_t \leq 7,14 mm$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de HA8

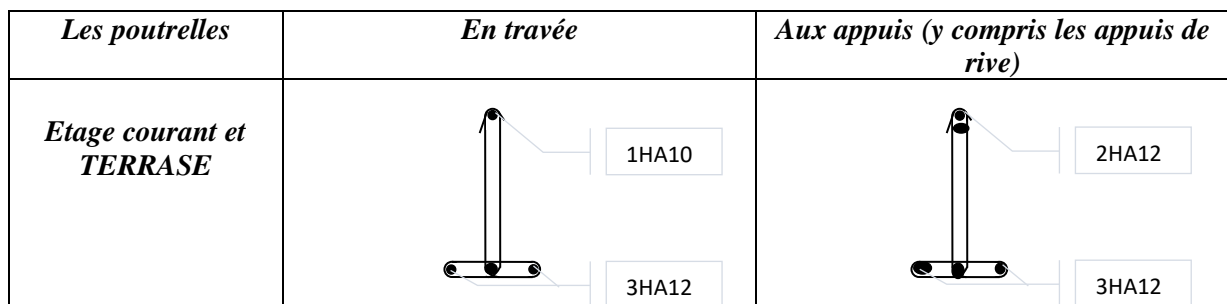


Figure III.4 : Schéma ferrailage des poutrelles

➤ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des barres de type rond lisse de nuance $f_e = 235 MPa$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,11 cm^2/ml \quad \longrightarrow \quad A_{\perp} = 1,11 cm^2/ml$$

- **Le choix :**

$$A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{et} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,11}{2} = 0,555 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Le choix :**

$$A_{\parallel} = 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{et} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

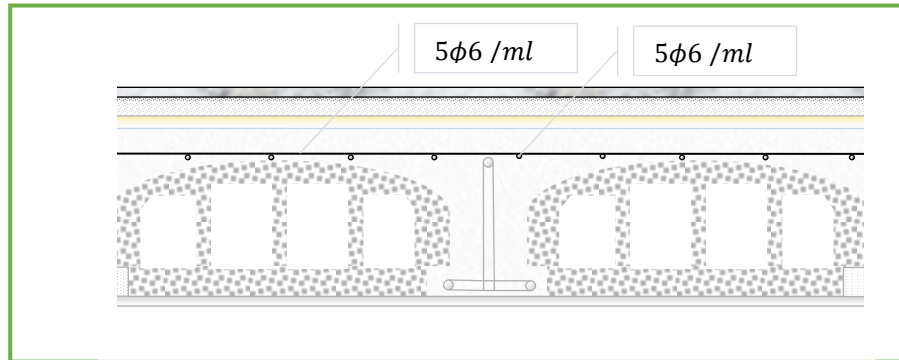


Figure III.5 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III .3. Calcul du balcon :

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de 16 cm d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastree au niveau du plancher).

III .3.1.détermination des efforts :

- Charges permanentes $G_1 = 7.01 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges sur le balcon $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges dus à la main courante $Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$
- Charges de garde-corps (en maçonnerie) $G_2 = 1 \text{ KN/m}^2$

III .3.1.1. Combinaisons des charges :

➤ L'état limite ultime (ELU) :

- $P_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 14.71 \text{ KN/m}^2$
- $P = 1.35 G_2 = 1.35 \text{ KN/m}^2$
- $q_u = 1.5 Q_2 = 1.5 \text{ KN/m}^2$

➤ L'état limite de service (ELS) :

- $P_s = G_1 + Q_1 = 10.51 \text{ KN/m}^2$
- $P' = G_2 = 1 \text{ KN/m}^2$
- $Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$

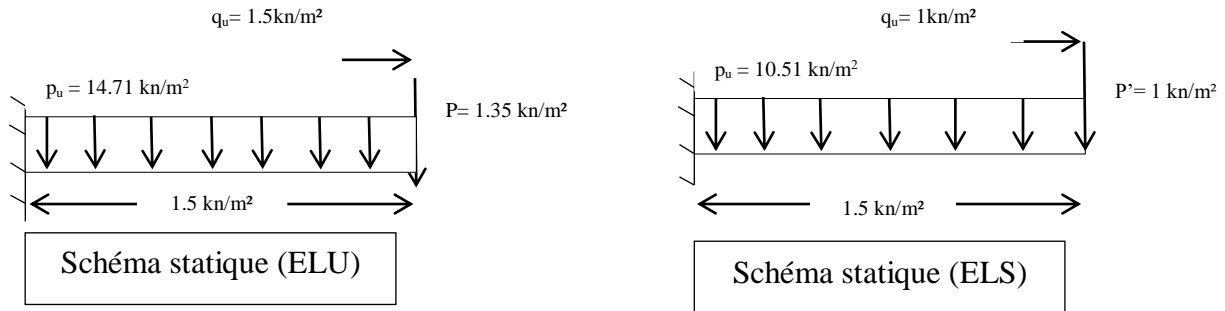


Figure III.6 : schéma statique du balcon a l'ELU et a l'ELS.

III .3.1.2. Les moments et les efforts tranchant :

Tableau III.14 : Moment et efforts tranchant de balcon

	M _U (KN.m)	V _U (KN.m)
ELU	29.17	28.56
ELS	20.83	20.44

III .3.2.Ferraillage de balcon :

Le ferraillage se fait à L'ELS en considérant que la fissuration est très préjudiciable en considérant une section de 1.00 m de largeur et de 16 cm d'épaisseur.

III .3.2.1. Armature principale :

b= 1m

h= 16cm

d= 0.9h =14.4 cm

$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.099$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = 1.40$

Tableau III.15: ferraillage de balcon

μ_{lu}	Z _b (mm)	A _t (cm ²)	choix	S _t (cm)	A _r (cm ²)	choix	S _t (cm)
0.1991	135.45	3.12	5T12	20	0.78	6T8	25

III .3.2.2. Vérifications :

➤ l'ELU :

1) **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_t \geq A_{min} \\ A_r \geq A_{min} \\ A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 14.4 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.74 \text{ cm}^2 \\ A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.74 \text{ cm}^2 \\ A_r = 3.02 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.74 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

2) **Vérification de disposition des armatures**

✓ **Armatures longitudinales**

$$S_t \leq \min (3h , 33 \text{ cm}) = \min (48 \text{ cm} , 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon h = 16 cm

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{---(c.v)}$$

✓ **Armature de réparation**

$$S_t \leq \min (4h , 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} , 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{(c.v)}$$

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2) :

$$\tau_u \leq \tau_u^{adm} \quad V_u = 28.56 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\tau_u^{adm} \leq \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 2.5 \text{ Mpa} \right) \leq \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 2.5 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.198 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.198 \text{ Mpa} < \tau_u^{adm} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{---(c.v)}$$

4) Vérification de l'adhérence d'appui(BAEL Art A 6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \tau_{su}^{adm}$

$$V_u^{max} = 28.56 \text{ KN}$$

$$\tau_{su}^{adm} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{28.56 \times 10^3}{0.9 \times 144 \times 188.5} = 1.17 \leq \tau_{su}^{adm}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.85 \text{ cm}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres

➤ **l'ELS**

1) Vérification des contraintes des compressions dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{adm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = Ky \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad \text{avec } n = 15$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad n : \text{ est le coefficient d'équivalence.}$$

$$y = \frac{15(As + A's)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.As + d'.A's)}{7.5(As + A's)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III .16. Vérification des contraintes de compression dans le béton

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Mpa/m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^{adm} (Mpa)	obs
20.83	5.65	14938.075	1.146	0.139	1.59	15	c.v

✓ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{su}^{adm}$

$$\sigma_s^{adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \cdot \sqrt{n f_{t28}}) \right\}$$

$n = 1.6$ (coefficient de fissuration pour les armatures à haute adhérence)

$$\sigma_s^{adm} = \min \{ 266.67 ; \max(200 ; 202) \} \text{ Mpa} \implies \sigma_s^{adm} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = nK(d - y) = 15 \times 0.139 \times (0.144 - 0.01146) = 0.276 \text{ Mpa}$$

Tel que : $n = 15$

$$\sigma_s = 0.276 \text{ Mpa} \leq \sigma_{su}^{adm} = 202 \text{ Mpa} \implies \text{(c.v)}$$

✓ **vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$1- \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; \quad 2- \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \quad 3- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{h}{l} = \frac{16}{150} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{6.29}{10 \times 6.29} = 0.1 \quad \text{(C.V)}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 14.4} = 3.92 \times 10^{-3} \text{ Mpa} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \text{ Mpa} \quad \text{(C.V)}$$

$$\bullet \frac{h}{l} = \frac{16}{185} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{(C.V)}$$

Conclusion :

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

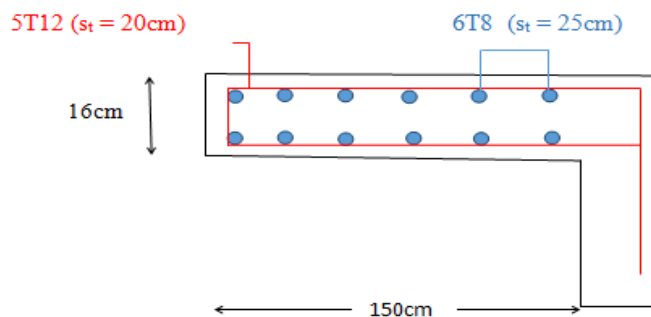


Figure III.7: schéma de ferrailage de balcon

III.4. Etude de l'acrotère :

III.4.1. Introduction:

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Cet élément est calculé en flexion composée dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'E.L.U et à E.L.S.

III.4.2. Pré dimensionnement de l'acrotère :

Acrotère est un muret situé en bordure des toitures terrasses pour permettre la réalisation du relevé d'étanchéité.

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

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

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$$S_{acr} = (0.07 + 0.1) \times \frac{0.22}{2} + 0.1 \times 0.4 = 0.0587 \text{ m}^2$$

$$G_{acr} = S_{acr} \times \gamma_{BA} = 0.0587 \times 25 = 1,47 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Enduit ciment: } 54 \times (0.5 + 0.4 + 0.07 + 0.22) = 0,64 \text{ kN/ml}$$

- **Charge permanente :** poids propre = 1.47 KN/ml.

Revêtement = 0.64KN/ml.

$$G_{tacr} = 2.11 \text{ KN/ml.}$$

- **Charge d'exploitation : Q = 1KN/m.**

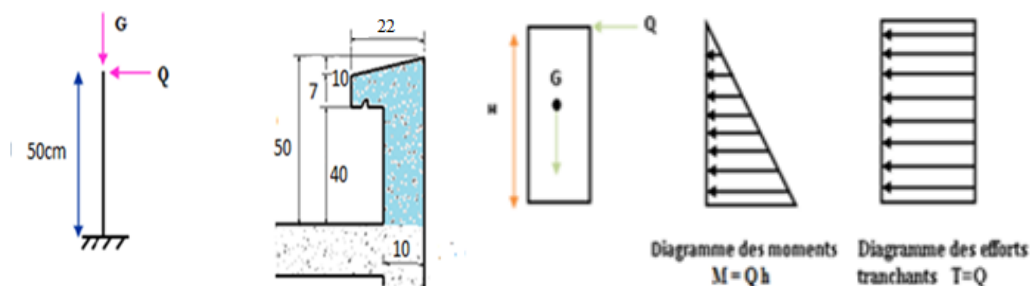


Figure III.8. Sollicitations de l'acrotère.

III.4.3. Evaluation des charges :**a. Charges permanentes**

$$G=2,11 \text{ kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation

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

c. Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule:

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A=0.25$ (tableau (4.1) suivant la zone sismique (zone III) et le groupe d'usage (groupe2).

$C_P=0,80$ (élément en console) (tableau (6.1) RPA)

W_P : poids de l'acrotère $W_P=2.11 \text{ kN/ml}$

$$\text{D'où } F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.11$$

$$\text{Donc : } F_p = 1.68 \text{ kN/ml}$$

$$Q = \max \{ 1.5 ; 1.68 \} \text{ kN/m} \quad Q = 1.68 \text{ kN/ml.}$$

III.4.4. Détermination des efforts :

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

État limite ultime :

- $N_u = 1,35.G = 2,85 \text{ kN.}$
- $M_u = 1,5. F_p.h = 1,26 \text{ kN.m.}$
- $T_u = 1,5.F_p = 2,52 \text{ kN.}$

État limite de service :

- $N_{ser} = G = 2,11 \text{ kN.}$
- $M_{ser} = F_p.h = 0,84 \text{ kN.m.}$
- $T_{ser} = F_p = 1,68 \text{ kN.}$

III.4.5. Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée par un mètre linéaire.

h : Epaisseur de la section $h = 10 \text{ cm}$

b : largeur de la section : $b = 100 \text{ cm}$

c et c' : Enrobage : $c = c' = 2 \text{ cm}$ $d = h - c$: Hauteur utile $d = 8 \text{ cm}$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité (CDG) des armatures tendues

III.4.5. 1. Calcul des armatures à L'ELU:

1) **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_0 = \frac{MU}{NU} = \frac{1.26 \times 10^2}{2.85} = 44,2 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \rightarrow e_0 \geq \frac{h}{2} - c'$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

2) **Calcul en flexion simple:**

- **Moment fictif:**

$$M_f = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,26 + 2.85 \times 0,03 = 1,35 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.35 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.16} = 0.135$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{1.35}{0.84} = 1.6$$

$$\mu_{lim} = ((3440 \times 1.6) + (49 \times 25) - 3050) \times 10^{-4} = 0.381$$

$$\mu_{bu} = 0.0135 < \mu_{lim} = 0.381$$

Donc : (pas d'armature comprimé)

$$A'_s = 0$$

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

Tel que : $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0107)}) = 0.0134$

Donc : $\beta = 0.995$

$$\epsilon_s = 10 \text{ ‰} > \epsilon_1 = 1.739 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_f = \frac{1.23 \times 10^5}{0.993 \times 8 \times (348 \times 10^2)} = 0.4449 \text{ cm}^2$$

1) Les armatures en flexion composée : La section réelle des armatures

$$A_U = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.444 - \frac{2.87 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.361 \text{ cm}^2$$

→ Donc on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08$$

$$Z_b = 0.08 (1 - (0.6 \times 6.79 \times 10^{-4}))$$

$$A = \frac{M_f}{Z_b \times F_e \times d} = \frac{1.18 \times 10}{0.08 \times 400} = 0.368 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.37 \text{ cm}^2$$

III.4.5.2. Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$A_s^{min} \geq \max \left[\frac{b \times h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} \right]$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}$$

$$A_s^{min} \geq \max[1 \text{ cm}^2; 0,97 \text{ cm}^2]$$

Donc on opte finalement pour $6T6 = 1,7 \text{ cm}^2$

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

On remarque que: $A_{calculé} = A_s = 0.368 < A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow \frac{1,70}{4} \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisit $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{50 - 4}{3} = 15.33 \text{ cm}$$

$$S \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow S \leq \min(300; 33 \text{ cm})$$

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

III.4.5.3. Vérification à l'ELS :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 40 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

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

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 42 \text{ cm} \Rightarrow C = -32 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

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

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

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

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - c)\frac{A_s}{b} = -10340,49 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2\frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2\frac{A_s}{b} = 403889,83 \end{cases} \text{ et}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -6,85 \cdot 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 176,31^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 117,42$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -117,4 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 60,88 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 56,51 \text{ cm}$$

$$y_c = 60,88$$

La solution qui convient est : $y_c = 60,88 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 60,88 - 59 = 1,88 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 1,88 \text{ cm} \\ y_c = 60,88 \text{ cm} \end{cases}$$

1) Vérification des contraintes :

a) Contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} \times Y_c\right) \times y_{ser} \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2) = 1350,46 \text{ cm}^4 \quad , \quad \sigma_{bc} = 1,76 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

b) Contrainte d'acier

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

($\eta = 1,6$ pour les aciers HA)

$$\sigma_s = 26,13 \text{ MPa} \leq \sigma_s^{adm}$$

$$\sigma'_s = 17,91 \text{ MPa} \leq \sigma_s^{adm}$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau'_u$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b_0 d}$$

$$\tau'_u = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,52 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0,031 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant est vérifié.

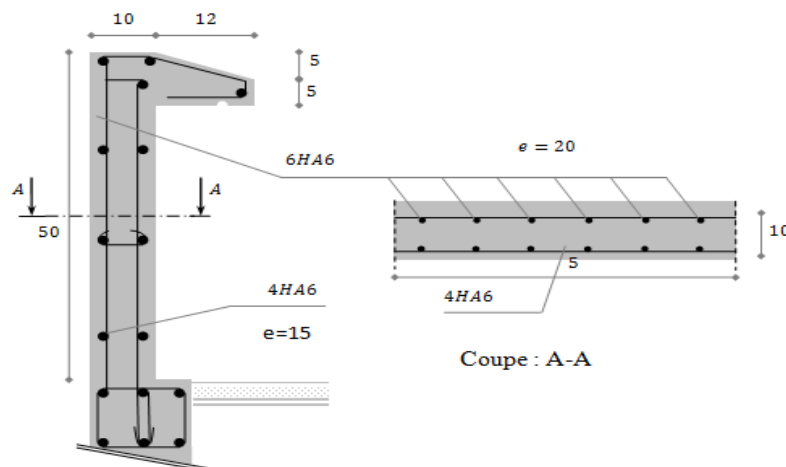


Figure III.9: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III .5. Etude d'escaliers :

On a 2 type d'escalier (escalier a 2 volé) et (escalier a 3 volé) on a fait le détaille d'un seule type dans l'étage d'habitation et pour les autres [escalier de sous-sol (type : 2 volé), escalier de RDC centre (type : 2 volé), étage centre commerciale (type : 3 volé)] vous pouvait les voire dans (l'annexe A.1)

III.5.1. Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est une suite de degrés (marches) permettant d’accéder aux différents étages. Il ne faut pas oublier qu’un escalier est avant tout un élément de jonction entre plusieurs niveaux, qu’il encaisse des chocs et que le risque de chute n’est pas à négliger. L’aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l’aspect esthétique.

Tous les escaliers des différents niveaux sont schématisés de la façon suivante :

Type 01 : escalier droit à deux volées, du 2^{ème} jusqu’à dernière étage

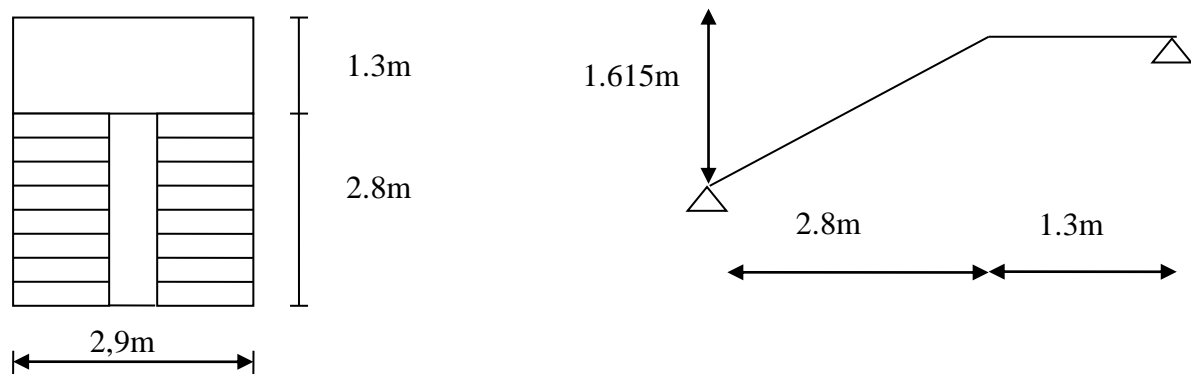


Figure III.10 : Coupe des escaliers.

Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul sera effectué pour une seule volée.

➤ **Détermination de g et h :**

Condition de **BLONDEL** : $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$.

- h : hauteur de la contre marche $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$.
- g : giron de la marche avec $g \geq 23\text{ cm}$.
- n : nombre des contre marches
- H : hauteur de la volée : $3.23/2 = 1.615\text{m}$.
- L : longueur de la volée : 2.8 m.

La volée comporte “n” contre marches et “n-1” marches.

En résolvant l’équation : $64 n^2 - (64+2H_0+L_0) n + 2H_0 = 0$.

n = 10 c.-a-d. : $\left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ contres marches.} \\ 9 \text{ marches} \end{array} \right.$

$h = \frac{H}{n} = \frac{161,5}{10} = 16,5\text{cm}$ Et $14\text{cm} < h = 16,5\text{cm} < 18\text{cm}$.

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{280}{10-1} = 31.11\text{cm}$ Et $31.11\text{cm} > 23\text{ cm}$.

➤ **Vérification** : $59 \text{ cm} < 2h + g = 64.11 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$.

La paillasse est considérée comme une dalle poutre sur **2 appuis**, inclinée d'épaisseur « e » telle que :

$$\alpha = \arctg \frac{h}{g} = \arctg \frac{16,5}{31,11} = 27.94^\circ.$$

$$L/30 \leq e \leq L/25$$

$$L_0 = \frac{2.8}{\cos \alpha} + 1.3 = 3.169 \text{ m} \Rightarrow \text{Avec } L_0 : \text{longueur de la paillasse.}$$

$$\frac{316.9}{30} \leq e \leq \frac{316.9}{25} \rightarrow 10.56 \text{ cm} \leq e \leq 12.67 \text{ cm}.$$

On prend : $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$.

➤ **Volée** :

1. Poids propre de la volée : $\frac{0,16.25}{\cos \alpha} = 4,59 \text{ kn/m}^2$.
2. Poids de la marche : $\frac{0,165.22}{2} = 1,815 \text{ kn/m}^2$.
3. Carrelage granito (2cm) : $0.02 \times 22 = 0,44 \text{ kn/m}^2$.
4. Chape (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kn/m}^2$.
5. Enduit de ciment (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kn/m}^2$.

$$G_{\text{volée}} = 7,60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q_{\text{volée}} = 2,50 \text{ kN/m}^2.$$

➤ **Palier** :

1. Poids propre du palier (16cm) : $0,16 \times 25 = 0,4 \text{ kn/m}^2$.
2. Lit de sable (3cm) : $0,03 \times 17 = 0,51 \text{ kn/m}^2$.
3. Chape (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kn/m}^2$.
4. Enduit de ciment (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kn/m}^2$.
5. Carrelage (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kn/m}^2$.

$$G_{\text{pal}} = 5,71 \text{ kN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q_{\text{pal}} = 2,50 \text{ kN/m}^2.$$

Les autres types sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17: Pré dimensionnement des autres types d'escalier

		H(m)	L(m)	N	h(cm)	g(cm)	α	L ₀ (m)	e(cm)	G _{volé}	G _{palier}	
2 volées	Sous-sol	1.32	3	9	14.66	37	21.61	4.51	16	6.84	5.71	
	RDC centre	2.04	3	12	17	27.27	31.93	4.83	18	8.37	6.21	
3 volées	Etage centre	1^{er}	1.36	1.83	8	17	26.142	33.03	3.48	13	6.94	5.96
		2^{eme}	1.36	2.7	9	15.11	33.75	24.12	4.26	15	6.97	4.46

III .5.2. Calcul des charges :

Le calcul se fera en flexion simple en considérant l'ensemble paillasse-paliers comme une poutre horizontale semi-encasté aux extrémités des deux paliers (palier d'étage et palier de repos).

Tableau III.18.Tableaux du chargement.

		Q _{palier}		Q _{volé}	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Sous-sol		11.45	8.21	13.19	9.44
Les étages habitat		11.45	8.21	14.01	10.1
RDC commerce		12.13	8.71	15.05	10.87
Etage commerce	1 ^{er} type	11.79	8.46	13.11	9.44
	2 ^{eme} type	11.12	7.96	1315	9.47

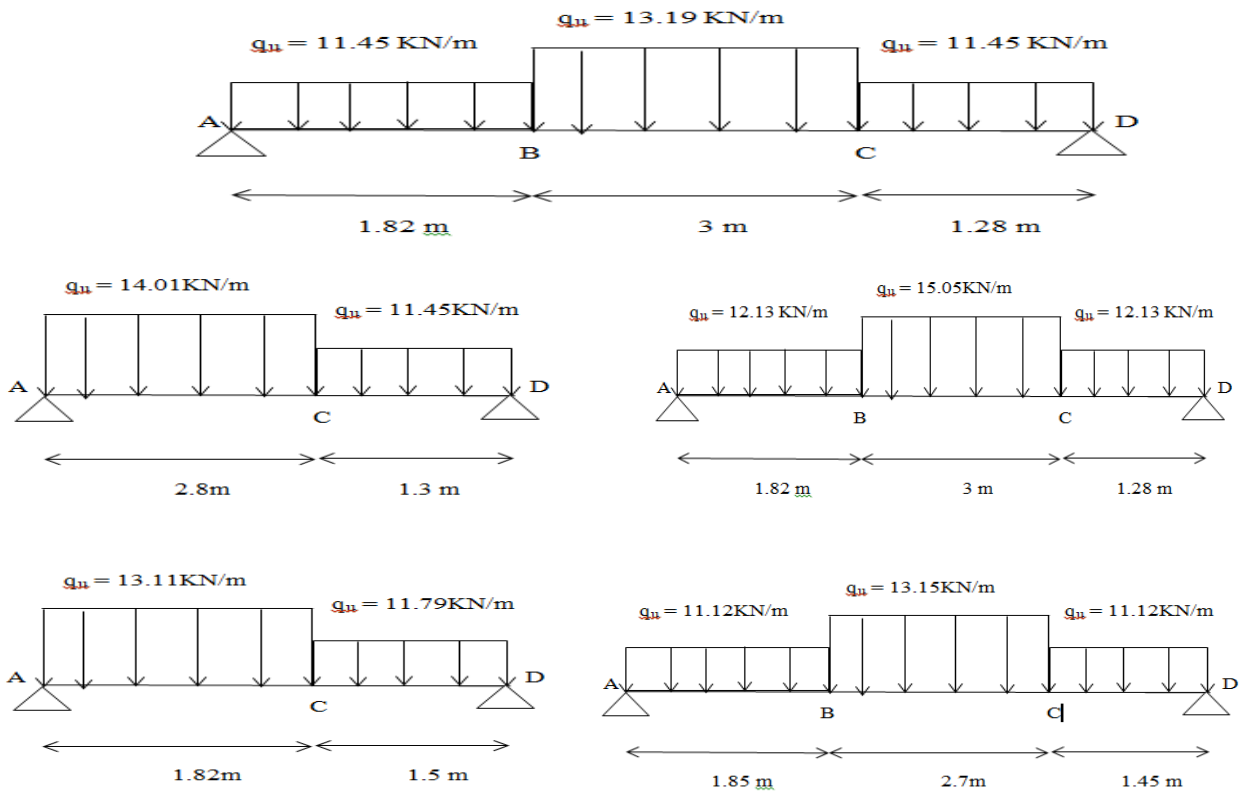


Figure III.11: schéma statique d'escalier avec les charges et les surcharges à l'ELU

Exemple de calcul de ferrailage d'escalier (étage d'habitation) :

➤ **Schéma statique (type 2 volée):**

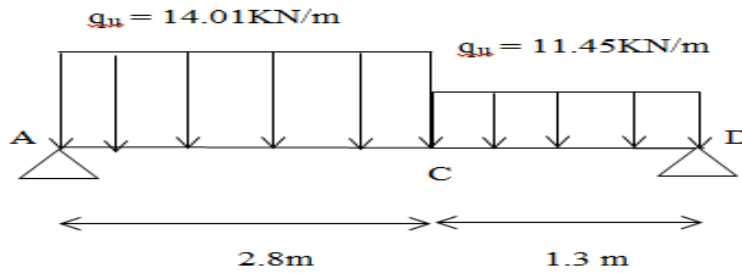


Figure III.12 : schéma statique d'escalier avec les charges et les surcharges à l'ELU de l'étage d'habitation

➤ **Détermination des moments fléchissant et les efforts tranchants :**

En Utilisant la méthode RDM (les tranchants), les résultats sont illustrés dans le tableau ci après :

Tableau III.19: Tableaux des moments fléchissant et les efforts tronçons à l'ELU

R _D	R _A	Tronçon AB				Tronçon CD			
		M _f		T _Y		M _f		T _Y	
		A	B	A	B	C	D	C	D
25.92	28.19	0	24.05	28.19	-11.01	24.1	0	-11.01	-25.8
		M ^{max} =29.3							

➤ **Remarque :**

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

III .5.3. Le ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

a) **Les armatures longitudinales :**

Tableau III.20: Ferrailage longitudinale

	h(cm)	M _D (kn.m)	μ	α	ε _{bc}	σ _{bc}	Correction				
							μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	choix
Appui D	15	14.67	0.056	0.07	0.73	8.89	0.09	0.118	12.8	3.27	3T12
En travée	15	24.93	0.096	0.137					13.04	11.09	6T16
Appui A	15	8.8	0.034	0.043	0.44	5.54	0.087	0.114	12.88	1.96	4T8

b) Les armatures de répartition :

Tableau III.21 : Les armatures de répartitions.

appui		Travée	
Choix	Ar	Choix	Ar
5T6	1.41	5T8	2.51

III .5.4.Vérification à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL 91 Art 4.21) :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23. bd. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau III.22 : Vérification de C.N.F.

A_s^{min}	Appui D		Appui A		Travé	
1.63	3.39	C.V	2.01	C.V	6.16	C.V

2. Répartition des barres :

Tableau III.23:Espacement des barres.

Armature longitudinale						Armature de réparation	
Appui D		Travée		Appui A		S _t < 45cm	
S _t < 33cm		S _t < 33cm		S _t < 33cm		S _t < 45cm	
25	C.V	25	C.V	25	C.V	20	C.V

3. Vérification de la condition d'adhérence et entraînement aux appuis : (BAEL Art 61.3)

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{seadm} = \psi_s \times f_{tj}$$

Tableau III.24: Condition d'adhérence et entraînement aux appuis.

T_{max}	τ_{seadm}	$\sum u_i$	τ_{se}	$\tau_{se} \leq \tau_{se}^{adm}$
28.19	3.15	15.7	1.35	C.V

4. Vérification des efforts tranchant : (BAEL91.Art A5.52) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$$

Tableau III.25: Vérification de l'effort tranchant.

T_{max}	$\bar{\tau}_u$	τ_u	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
28.19	2.5	0.208	C.V

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$\tau = 0.208 \text{ [Mpa]} \leq 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ [Mpa]} \quad \text{C.V}$

⇒ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III .5.5.Vérification à l'ELS :

➤ **Sollicitations :**

Tableau III.26:moment max en appui et en travée a l'ELS.

M_D	M_A	M_{BC}
-10.712	-6.42	18.21

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

➤ **Contrainte dans le béton :**

Tableau III.27:vérifier l'état limite de compression du béton

En travée					En appui				
$A_s(\text{cm}^2)$	$x(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	M_{BC}	σ_{bc}	$A_s(\text{cm}^2)$	$x(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	M_{BC}	σ_{bc}
4.52	3.65	8199.02	118.2	8.10	2.51	2.28	5041.9	-10.71	6.01

⇒ Les conditions sont vérifiées.

a) **Vérification de la flèche :**

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

Tableau III.28: vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$		$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e}$		$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.Mo}$	
0.036	0.062	0.00033	0.0084	0.036	0.1
C.N.V		C.V		C.N.V	

Une de ces conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

➤ La flèche

La valeur de la flèche se calcule par la formule suivante : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tableau III.29: calcul de la flèche.

M _{ser} (kn.m)	L(m)	I _o (cm ⁴)	ρ	λ _v	σ _s	I _{fv}	I _{fi}	f	\bar{f}
18.21	4.4	6864.7	0.00033	2.5	328.15	3639.2	254.81	3.47	8.2

La condition est vérifiée.

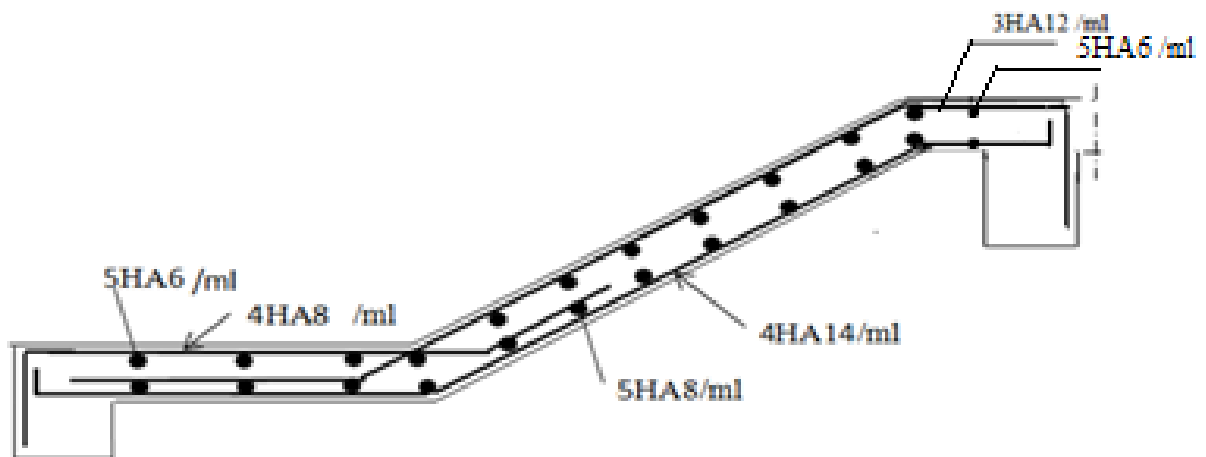


Figure III.13: le schéma de ferrailage de la partie 1 d l'escalier d étage (étages habitation)

III .5.6.Poutre palière :

1. **Introduction :**

La poutre palière, est une poutre de section rectangulaire et considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux.

2. **Pré dimensionnement :**

Tableau III.30 : Pré-dimensionnement de la poutre palier + charge

L(m)	h(cm)	b(cm)	Les charges					
			p.p	R ^{ELU}	R ^{ELS}	q _{mur}	q _u	q _s
4.51	40	25	2.5	28.19	20.31	7.78	20.12	16.53

3. **L'état limite ultime :**

Tableau III.31 : calcul des moments fléchissant + l'effort tranchant

R _A = R _B	M ₀ (kn.m)	M _A = M _B	M _{AB}
45.37	51.15	-25.57	43.47

4. **Ferrailage :**

Tableau III.32 : ferrailage longitudinale

	h(cm)	b(cm)	M(kn)	μ	α	correction						
						ε _{bc}	σ _{bc}	μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	choix
Appui	40	25	25.57	0.0557	0.071	0.76	8.716	0.09	0.118	343.8	2.13	3T10
En travée	40	25	43.47	0.09	0.137					340.27	3.67	4T12

❖ **Les exigences de l’RPA :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 % en toute section.

$$\frac{(3,39 + 9,24)}{25 \times 40} \times 100 = 1,263 \% \Rightarrow 1,263 \% > 0,5 \% \Rightarrow$$

La condition est vérifiée.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 4 % en zone courante.

$$1,263 \% < 4 \% \Rightarrow$$

La condition est vérifiée.

III.5.6.1. Vérification à l’ELU :

1. Condition de l’effort tranchant (BAEL91 ArtA522) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$$

Tableau III.33 : vérification de l’effort tranchant

T _{max}	$\bar{\tau}_u$	τ _u	τ _u < $\bar{\tau}_u$
45.37	0.45	2.5	C.V

2. Influence de l’effort tranchant aux voisinages des appuis :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_{max} + \frac{M_D}{0,9 \times d} \right)$$

$$T_{max} \leq 0.4b(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

Tableau III.34 : influence de l’effort tranchant

Influence armature longitudinale				Influence sur béton	
T _{max} (KN)	A _s (cm ²)	A _u (cm ²)	La loi	La loi	
45.37	3.36	1.3	C.V	540	C.V

Condition vérifiée.

3. Vérification de la condition d'adhérence et entraînement aux appuis : (BAEL Art 61.3)

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{se adm} = \psi_s \times f_{tj}$$

Tableau III.35 : condition d'adhérence et entraînement aux appuis

T _{max}	τ _{se} ^{adm}	∑ u _i	τ _{se}	τ _{se} < τ _{se} ^{adm}
45.37	3.15	11.3	1.23	C.V

4. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{400}{35}; \frac{250}{10}; 10 \right]$$

$$\phi_t \leq \min [11,43; 25; 10]$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ Exigence du R.P.A. version 2003 [Art.7.5.2.2]}$$

➤ **Espacement :**

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}; 12\phi; 25 \text{ cm} \right]$$

$$S_t \leq \min \left[\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 25 \text{ cm} \right]$$

$$S_t \leq \min [10 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}; 25 \text{ cm}]$$

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

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

➤ **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

III.5.6.2. Vérification à L'E.L.S :

➤ **Vérification de la flèche :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

Tableau III.36 : vérifier de la flèche

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_o}$
---------------------------------	--	---

0.088	0.0625	0.011	0.012	0.088	0.05
-------	--------	-------	-------	-------	------

La vérification de la flèche est inutile.

Schéma de ferrailage de la poutre palière :

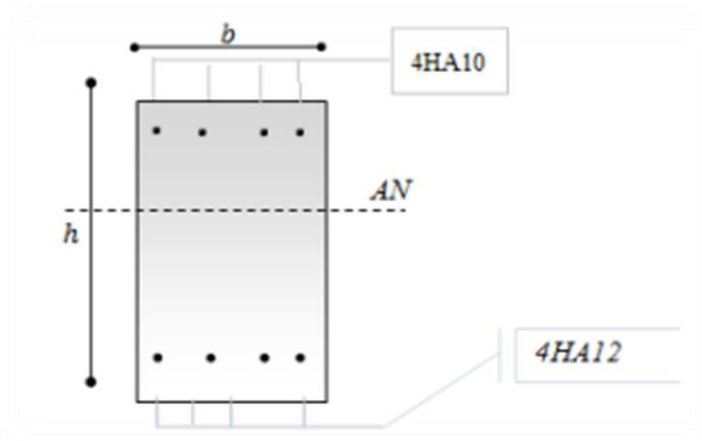


Figure III.14: le schéma de ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Etant donné l'activité sismique qui peut se produire à n'importe quel moment, provoquant par conséquence, d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

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

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000**.

IV.1.1. Etude sismique :

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.1.2. Modélisation de 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 linéaire type 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 modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres ($6 DDL$ bloqués).

IV.1.3. Modélisation de masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation et $(\beta = 0,6)$ à usage commercial.

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (*RPA99 version2003*) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. La méthode statique équivalente :

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à $65m$ en zones I et II et à $30m$ en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - ✓ Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou $17m$.

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

IV.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.2.3. La méthode modale spectrale :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20\text{sec}$$

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

Remarque :

Alors, la méthode que nous pouvons utiliser dans le cadre de notre PFE est la méthode d'analyse modale spectrale qui, d'après les RPA99 v03 peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ **Utilisation des spectres de réponse :**

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

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

➤ **Calcul de la force sismique totale :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

R : Coefficient de comportement global de la structure ; fonction du système de contreventement.

D : Facteur d'amplification moyen.

W : Poids total de la structure (**RPA99 V.2003**).

Q : Le facteur de qualité de la structure.

- **Coefficient d'accélération :**

$$A = 0,25$$

- **Facteur d'Amplification Dynamique :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0,3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Groupe d'usage 2 : Zone sismique III

Avec :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

$$\xi(\%) = 7$$

Tel que :

$$\eta \geq 0,70$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,882$$

T_1 Et T_2 selon la catégorie du site.

- **Catégorie du site : S_3** → $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$

- **Coefficient de comportement global de la structure :**

$$R = 5$$

- **Facteur de qualité de la structure :**

- $Q = 1 + \sum_{i=1}^{n=6} P_{qi}$

Tableau IV.1 : Facteur de qualité selon.

Critère	Observation (oui / non)	P_q/xx'	Observation (oui / non)	P_q/yy'
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	oui	0	oui	0
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0
		$\sum 0,1$		$\sum 0,1$

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,1 = 1,1$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left[C_T h_N^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right]$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ; $h_N = 34 \text{ m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$C_T = 0,05$ (Tableau 4.6. RPA99)

$$T = 0,05 \times (34)^{3/4} = 0,70 \text{ sec}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D = \begin{cases} D_x = 24,83 \text{ m} \\ D_y = 18,50 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = \begin{cases} T_{xx'} = 0,09 \times \frac{34}{\sqrt{24,83}} = 0,61 \text{ sec} \\ T_{yy'} = 0,09 \times \frac{34}{\sqrt{18,5}} = 0,71 \text{ sec} \end{cases}$$

❖ **Suivant (xx') :**

$$T = \min(0,61 \text{ sec} ; 0,70 \text{ sec}) = 0,61 \text{ sec}$$

❖ **Suivant (yy') :**

$$T = \min(0,71 \text{ sec} ; 0,70 \text{ sec}) = 0,70 \text{ sec}$$

IV.3. Résultats de l'analyse de la structure :

a) Model initial:

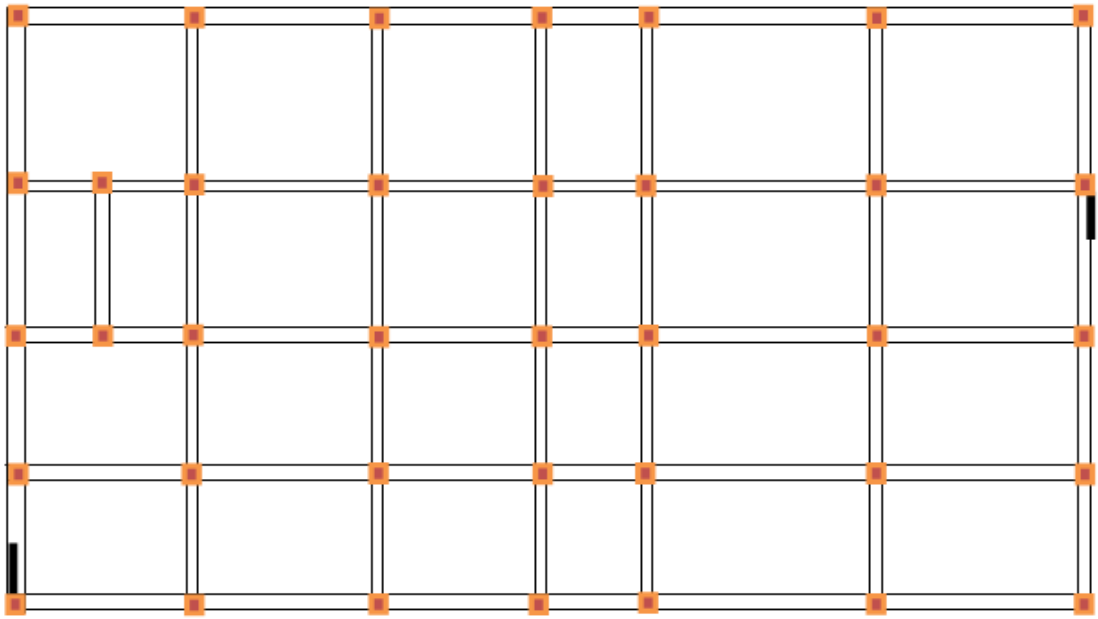


Figure IV.1: Disposition des voiles initiaux

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par le logiciel sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique				Nature
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y	
1	1,052791	0,00054	0,74908	0,00054	0,74908	Translation / yy'
2	0,95612	0,643	0,00189	0,64354	0,75096	Translation / xx'
3	0,847592	0,12415	0,00196	0,76769	0,75292	rotation
4	0,360016	0,00009839	0,132	0,76779	0,88493	/
5	0,334258	0,10761	0,00057	0,8754	0,8855	/
6	0,30165	5,037E-07	5,877E-07	0,8754	0,8855	/
7	0,301574	7,454E-09	4,004E-08	0,8754	0,8855	/
8	0,301513	1,08E-08	4,48E-08	0,8754	0,8855	/
9	0,301463	4,023E-08	6,978E-08	0,8754	0,8855	/

❖ **Constatations :**

- Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celles (les plus pénalisantes) estimées à partir des formules empiriques de plus de 30 %.
- La période fondamentale obtenue numériquement suivant (yy') et (xx') par le logiciel (SAP2000), est égale à :

$$T_{xx'} = 0,95 \text{ sec} > T_{xx'_{RPA}} = 1,3 \times 0,61 = 0,79 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$T_{yy'} = 1,05 \text{ sec} > T_{yy'_{RPA}} = 1,3 \times 0,70 = 0,91 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

- Le troisième mode est une rotation selon deux plans (x-x) et (y-y).
- La participation massique dépasse 90% au 11^{ème} mode selon le plan (x-x) et (y-y).

❖ **Calcul du Facteur d'Amplification Dynamique :**

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base doit être limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{Si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{Si } T_{empirique} \leq T_{analytique} < 1.3 T_{empirique} \\ 1.3 T_{empirique} & \text{Si } T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique} \end{cases}$$

$$D_x = 2,5 \times 0,885 \times \left(\frac{0,5}{0,61}\right)^{2/3} = 1,922$$

$$D_y = 2,5 \times 0,885 \times \left(\frac{0,5}{0,70}\right)^{2/3} = 1,755$$

❖ **La résultante des forces sismiques :**

➤ **L'axe xx' :**

$$V_x = \frac{0.25 \times 1.933 \times 1.1}{5} \times 53502,1 = 5679,24 \text{KN}$$

➤ **L'axe yy' :**

$$V_y = \frac{0.25 \times 1.755 \times 1.1}{5} \times 53502,1 = 5149.57 \text{KN}$$

• **Les efforts tranchants à la base fournis par l'ordinateur (SAP 2000) :**

$$V_{x_{SAP}} = 4829.93 \text{ KN}$$

$$V_{y_{SAP}} = 4863.70 \text{KN}$$

D'où

$$V_x \times 0,80 = 5679,24 \times 0,80 = 4543,39 < V_{x_{SAP}} = 4829.93 \text{ [KN]}$$

La condition est vérifiée.

$$V_y \times 0,80 = 5149,57 \times 0,80 = 4119,65 < V_{y_{SAP}} = 4863.7 \text{ [KN]}$$

La condition est vérifiée.

❖ **Vérification des déplacements inter-étages :**

- L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.
- Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :
- $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ **RPA99 (Article 4.4.3)**
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).
- R : Coefficient de comportement
- Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
- Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **RPA99 (Article 5.10)**
-

Avec :

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau (K – 1) dans le sens (xx') (idem dans le sens (yy'), Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens (xx') (idem dans le sens (yy'), δ_{eK}^y).

Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inters étages initial.

NIV	δ_x	$\delta_x \cdot R$	δ_y	$\delta_y \cdot R$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
10	0.13	0.65	0.26	1.3	3.23	Vérifiée
9	0.23	1.15	0.35	1.75	3.23	Vérifiée
8	0.32	1.6	0.42	2.1	3.23	Vérifiée
7	0.33	1.65	0.47	2.35	3.23	Vérifiée
6	0.39	1.95	0.52	2.6	3.23	Vérifiée
5	0.38	1.9	0.53	2.65	3.23	Vérifiée
4	0.41	2.05	0.55	2.75	3.23	Vérifiée
3	0.39	1.95	0.52	2.6	3.23	Vérifiée
2	0.47	2.35	0.58	2.9	4.08	Vérifiée
1	0.30	1.5	0.322	1.6	4.08	Vérifiée
Base	0	0	0	0	0	Vérifiée

b) Model final :

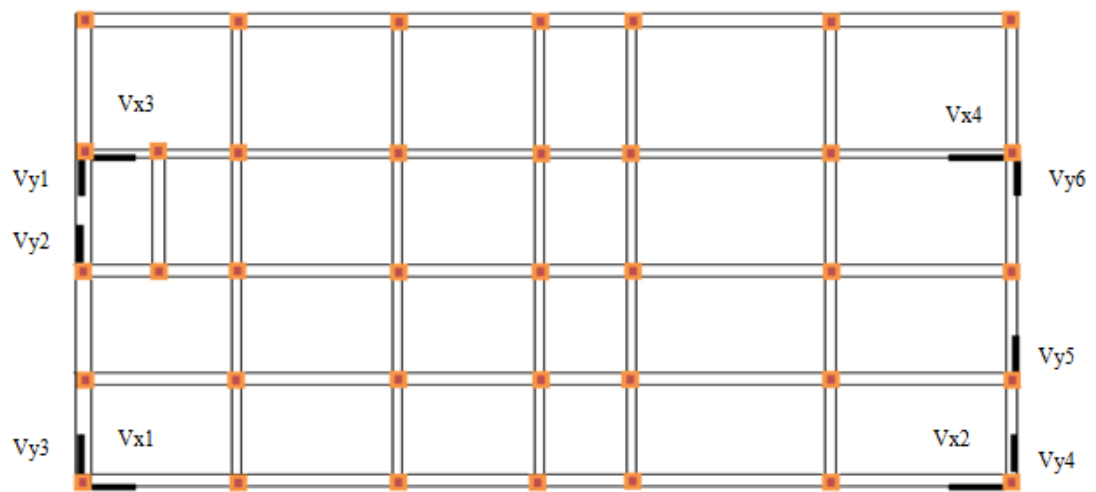


Figure IV.2: Disposition des voiles finale

<p>1^{er} mode de déformation. (Translation selon y)</p>	
<p>2^{eme} mode de déformation. (Translation selon x)</p>	
<p>3^{eme} mode de déformation. (Rotation suivant les deux sens)</p>	

Figure IV.3: Modes de déformation.

Tableau IV.4 : Participation massique du modèle Final.

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique				Nature
		U _X	U _Y	ΣU _X	ΣU _Y	
1	0,918939	0,00149	0,74344	0,00149	0,74344	Translation / yy'
2	0,872506	0,73561	0,00253	0,7371	0,74597	Translation / xx'
3	0,694121	0,02215	0,00552	0,75925	0,75149	rotation
4	0,303217	0,00003602	0,13271	0,75929	0,8842	/
5	0,301768	0,00572	0,00132	0,76501	0,88552	/
6	0,301575	0,00003669	0,000003131	0,76505	0,88552	/
7	0,301515	0,00008369	0,000007266	0,76513	0,88553	/
8	0,301468	0,00022	0,00001989	0,76535	0,88555	/
9	0,301432	0,00004119	0,000007742	0,76539	0,88556	/

❖ **Constatations :**

- Les valeurs de T , calculées à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celles (les plus pénalisantes) estimées à partir des formules empiriques de plus de 30 %.
- La période fondamentale obtenue numériquement suivant (yy') et (xx') par le logiciel (*SAP2000 V14*), est égale à :

$$T_{xx'} = 0,87sec > T_{xx'_{RPA}} = 1,3 \times 0,61 = 0,793sec \dots\dots\dots CNV$$

$$T_{yy'} = 0,91sec \leq T_{yy'_{RPA}} = 1,3 \times 0,70 = 0,91sec \dots\dots\dots CV$$

- Le troisième mode est une rotation selon deux plans $(x-x)$ et $(y-y)$.
- La participation massique dépasse 90% au 9^{ème} mode selon le plan $(x-x)$ et $(y-y)$.

- **Le poids de la structure :**

$$W = 55338,134 KN$$

❖ **La résultante des forces sismiques :**

➤ **L'axe xx' :**

➤ $V_X = \frac{0,25 \times 1,93 \times 1,1}{5} \times 55338,134 = 5874,142KN$

➤ **L'axe yy' :**

➤ $V_Y = \frac{0,25 \times 1,75 \times 1,1}{5} \times 55338,134 = 5326,29KN$

- **Les efforts tranchants à la base fournis par l'ordinateur (*SAP 2000 V14*) :**

$$V_{x_{SAP}} = 5545,807KN$$

$$V_{y_{SAP}} = 5421,475KN$$

D'où

$$V_x \times 0,80 = 5874.142 \times 0,80 = 4699.31 < V_{x_{SAP}} = 5545.807 \quad [KN]$$

La condition est vérifiée.

$$V_y \times 0,80 = 5326.29 \times 0,80 = 4261.032 < V_{y_{SAP}} = 5421.475 \quad [KN]$$

La condition est vérifiée.

❖ **Vérification des déplacements inter-étages :**

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inters étages du modèle Final.

NIV	δ_x	$\delta_x \cdot R$	δ_y	$\delta_y \cdot R$	$\Delta_k^x (cm)$	$\Delta_k^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
10	0.16	0.8	0.23	1.15	0.8	1.15	3.23	Vérifiée
9	0.24	1.2	0.29	1.45	0.4	0.3	3.23	Vérifiée
8	0.29	1.45	0.35	1.75	0.25	0.3	3.23	Vérifiée
7	0.34	1.7	0.38	1.9	0.25	0.15	3.23	Vérifiée
6	0.37	1.85	0.42	2.1	0.15	0.2	3.23	Vérifiée
5	0.38	1.9	0.44	2.2	0.05	0.1	3.23	Vérifiée
4	0.39	1.95	0.5	2.5	0.05	0.3	3.23	Vérifiée
3	0.38	1.9	0.43	2.15	0.05	0.35	3.23	Vérifiée
2	0.46	2.3	0.48	2.4	0.4	0.25	4.08	Vérifiée
1	0.25	1.25	0.26	1.3	1.05	1.1	4.08	Vérifiée
Base	0	0	0	0	1.25	1.3	0	Vérifiée

• **Vérification des conditions du facteur de comportement (R) :**

Dans nos précédant calcul en a pris R=5, donc selon le **RPA** il faut justifier que les voiles reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et les charges horizontale sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relative ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base avec le logiciel (**SAP 2000 V14**) la portance des voiles

$$\text{la portance des voiles} = \frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{2824.769}{51092.4} \times 100 = 5.5 \% \leq 20 \%$$

❖ **Sous charges horizontales :**

Tableau IV.5: Vérification l'interaction portique-voiles sous charges horizontales

niveaux	Sens x-x			Sens y-y		
	V_{totale} (KN)	$V_{portique}$ (KN)	%	V_{totale} (KN)	$V_{portique}$ (KN)	%
1	5438.64	3600	66.2	4837.38	2514.24	51.97
2	5005.37	4239.53	84.69	4713.9184	2642.25	56.06

3	4422.23	3923.08	88.71	4229.504	2443.23	57.76
4	4422.23	3409.0907	77.08	4229.504	2059.448	48.69
5	4088.5382	3469.2353	85.54	3903.598	2120.5943	54.32
6	3561.6991	2747.0294	77.12	3444.2426	1677.3823	48.7
7	3127.26	2618.83	83.74	3005.24	1633.5173	54.35
8	2446.6326	1820.1928	74.39	2398.73	1143.2094	47.65
9	1769.4626	1410.9283	79.73	1731.4752	928.38	53.61
10	1018.93	997.9	0	977.2389	0	0

Puisque les charges verticales prennent *moins de 20%* ($5.5 \% \leq 20 \%$) et les charges horizontales reprennent plus de 25% dans tous les niveaux et dans les 2 sens donc On garde la valeur précédente du facteur de comportement : $R = 5$

• **Vérification de l'effort réduit**

Il faut vérifier le rapport :

$$\vartheta = \frac{N}{B \times F_{C28}} \leq 0,3$$

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

Niveau	N _d (KN)	B _c (m ²)	u	Remarque
RDC , 1 ^{er} étage	3298.8	0.49	0.26	Vérifiée
2 ^{eme} étage	2512.827	0.42	0.24	Vérifiée
Étage 3 et 4	2112.16	0.36	0.23	Vérifiée
Étage 5 et 6	1408.073	0.3	0.19	Vérifiée
Étage 7 et 8 et 9	810.72	0.25	0.13	Vérifiée

• **Vérification de l'effet P-Delta :**

Les effets du 2^o ordre ou (effet P- Δ), c'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

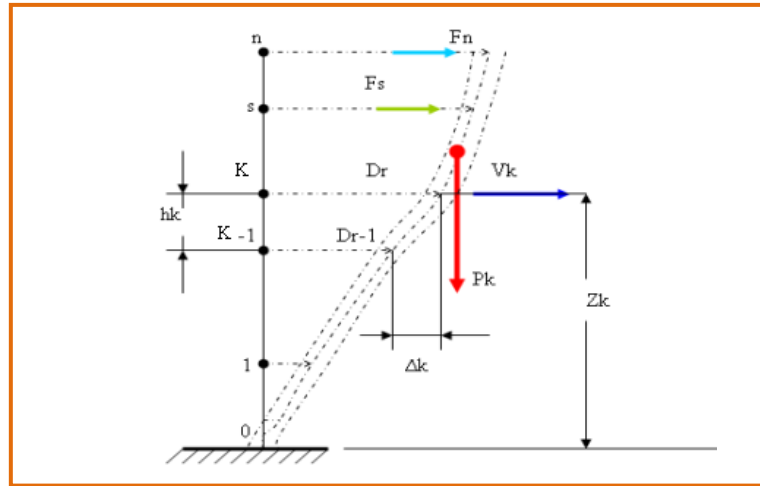


Figure. IV.4 : Evaluation des effets du second ordre.

L'effet P-Delta peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

Si $\left\{ \begin{array}{l} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{effet P - Delta peut être négligé.} \\ 0,1 \leq \theta_K \leq 0,2 \Rightarrow \text{amplifiant les effets de l'action sismique par : } \frac{1}{1-\theta_K} \end{array} \right.$

Si non \Rightarrow la structure est instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (K) :

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau (K).

Δ_K : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K - 1).

h_K : Hauteur d'étage (K) comme indique-la figure.

Tableau IV.7: Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

<i>Niv</i>	<i>P</i> [KN]	<i>V_x</i> [KN]	<i>V_y</i> [KN]	Δe_x [cm]	Δe_y [cm]	<i>h</i> [cm]	θ_x	θ_y	<i>Observation</i>
1 ^{er}	7427	3178.17	1707.26	1.05	1.1	408	0.0060	0.0063	<i>vérifier</i>
2 ^{ième}	5243.4	2367.41	1700.41	0.4	0.25	408	0.0021	0.0018	<i>vérifier</i>
3 ^{ième}	4151.83	1507.03	1004.2	0.05	0.35	323	0.00042	0.0044	<i>vérifier</i>
4 ^{ième}	3598.22	1526.79	1162.69	0.05	0.30	323	0.00036	0.0028	<i>vérifier</i>
5 ^{ième}	2102.74	966.02	637.2	0.05	0.1	323	0.00033	0.0010	<i>vérifier</i>
6 ^{ième}	2511.68	676.88	183.48	0.15	0.2	323	0.0017	0.0084	<i>vérifier</i>
7 ^{ième}	2177.48	403.37	126.94	0.25	0.15	323	0.0079	0.01	<i>vérifier</i>
8 ^{ième}	1465.82	200.4	357.3	0.25	0.3	323	0.0038	0.0025	<i>vérifier</i>
9 ^{ième}	1065.38	100.87	252.79	0.4	0.3	323	0.013	0.0039	<i>vérifier</i>
10 ^{ième}	429.65	79.76	97.51	0.8	1.15	323	0.0156	0.0034	<i>vérifier</i>

CHAPITRE V

Ferraillage des élément principale

V.1. Introduction :

Les éléments principaux sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

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), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

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

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

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

Tableau V.1. Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_s	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
<i>Durable</i>	1,5	25	14,2	1,15	400	348
<i>Accidentelle</i>	1,15	25	18,48	1	400	400

V.2.2.Combinaison d'action :

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

a. Selon CBA 93 :

$$\begin{aligned} \text{Situation durable} &\rightarrow ELU : 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ &\rightarrow ELS : G + Q \end{aligned}$$

b. Selon RPA 99 :

$$\text{Situation accidentelle} : G + Q \pm E$$

$$: 0,8 \times G \pm E$$

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

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max}, M_{corr});
- 2- Moment maximum et l'effort correspondant (M_{max}, N_{corr});
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{min}, M_{corr}).

V.2.3.Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le *RPA99 version 2003*, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet .Leur pourcentage est limité par:

- ❖ $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)
- ❖ $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : La section d'acier [cm^2].

B : Section du béton [cm^2].

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

V.2.4 Les sollicitations :

❖ **Situation durable :**

$$\text{Combinaison : } 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$(N^{max} ; M^{corr}):$$

Tableau V.2. Ferrillages des poteaux situation durable ($N^{max}; M^{corr}$).

Niveaux	N^{max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm^2]	A_s [cm^2]	A'_s [cm^2]	$A_{s\ min}$ RPA	$A_{scalculé}$
RDC, étage centre	111,92	39,5	70×70	3,38	0	44,1	3.38
2eme	-1094,52	49,34	65×65	0	0	38,025	0
3 à 4 ^{ième}	-764,62	57,35	60×60	0	0	32,4	0
5 à 6 ^{ième}	-461,06	60,11	55×55	0	0	27,22	0
7à 9 ^{ième}	-34,35	-7,47	50×50	0	0	22,5	0

(M^{\max} ; N^{corr}): **Tableau V.3** Ferrillages des poteaux situation durable (M^{\max} ; N^{corr})

Niveaux	M^{\max} [KN]	N^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA	$A_{\text{calculé}}$
RDC, étage centre	-140,16	-2123,74	70×70	0	0	44,1	0
2eme	120,64	-1787,78	65×65	0	0	38,025	0
3 à 4^{ème}	120,63	-1192,13	60×60	0	0	32,4	0
5 à 6^{ème}	121,21	-819,178	55×55	0	0	27,22	0
7 à 9^{ème}	149,37	-149,083	50×50	0	0	22,5	0

(N^{\min} ; M^{corr}): **Tableau V.4.** : Ferrillages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	N^{\max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA	$A_{\text{calculé}}$
RDC, étage centre	-4091,76	-17,79	70×70	0	0	44,1	0
2eme	-2991,69	28,49	65×65	0	0	38,025	0
3 à 4^{ème}	-2582,27	30,59	60×60	0	0	32,4	0
5 à 6^{ème}	-1830,28	35,32	55×55	0	0	27,22	0
7 à 9^{ème}	-1062,10	37,11	50×50	0	0	22,5	0

❖ **Situation accidentelle**

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

(N^{\max} ; M^{corr}): **Tableau V.5.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr})

Niveaux	N^{\max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA	$A_{\text{calculé}}$
RDC, étage centre	1494,36	75,64	70×70	24.88	18.08	44,1	42.96
2eme	448,99	59,44	65×65	9.35	3.56	38,025	12.91
3 à 4^{ème}	212,58	45,3	60×60	5.47	0.64	32,4	6.11
5 à 6^{ème}	3,57	18,45	55×55	1.08	0	27,22	1.08
7 à 9^{ème}	88,87	44,45	50×50	4.09	0	22,5	4.09

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

Niveaux	M^{max} [KN]	N^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA	$A_{scalculé}$
RDC, étage centre	517,42	810,97	70×70	13.71	0	44,1	13.71
2eme	489,8	782,72	65×65	15.42	0	38,025	15.42
3 à 4^{ième}	443,96	634,613	60×60	17.52	0	32,4	17.52
5 à 6^{ième}	340,11	-335,11	55×55	16.79	0	27,22	16.79
7 à 9^{ième}	230,61	-213,5	50×50	12.76	0	22,5	12.76

$(N^{min} ; M^{corr})$: **Tableau V.7.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	N^{min} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA	$A_{scalculé}$
RDC, étage centre	-3136,83	215,97	70×70	0	0	44,1	0
2eme	-1958,49	158,94	65×65	0	0	38,025	0
3 à 4^{ième}	-1637,64	-111,92	60×60	0	0	32,4	0
5 à 6^{ième}	-1072,33	-110,43	55×55	0	0	27,22	0
7 à 9^{ième}	-589,66	-111,06	50×50	0	0	22,5	0

- Combinaison : $G + Q \pm E$

$(N^{max} ; M^{corr})$: **Tableau V.8.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle $(N^{max} ; M^{corr})$

Niveaux	N^{max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA	$A_{scalculé}$
RDC, étage centre	1166,55	73,68	70×70	20.08	13.46	44,1	33.54
2eme	200,27	78,9	65×65	6.68	0	38,025	6.68
3 à 4^{ième}	6,94	74,10	60×60	3.89	0	32,4	3.89
5 à 6^{ième}	-115,2	16,82	55×55	0	0	27,22	0
7 à 9^{ième}	55,16	73,41	50×50	5.8	0	22,5	5.8

(M^{max} ; N^{corr}): Tableau V.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} ; N^{corr}).

Niveaux	M^{max} [KN]	N^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA	$A_{scalculé}$
RDC, étage centre	468,63	-1120,98	70×70	7.53	0	44,1	7.53
2eme	493,69	-1147,1	75×75	11.92	0	38,025	11.92
3 à 4 ^{ième}	449,28	-896,17	65×65	15.38	0	32,4	15.38
5 à 6 ^{ième}	345,7	-501,35	55×55	14.5	0	27,22	14.5
7 à 9 ^{ième}	235,33	-333,82	50×50	11.74	0	22,5	11.74

(N^{min} ; M^{corr}): Tableau V.10. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr})

Niveaux	N^{min} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA	$A_{scalculé}$
RDC, étage centre	-3474,63	215,36	70×70	7.53	0	44,1	7.53
2eme	-2444,45	-159,4	65×65	11.92	0	38,025	11.92
3 à 4 ^{ième}	-2056,51	-104,45	60×60	15.38	0	32,4	15.38
5 à 6 ^{ième}	-1379,05	-116,02	55×55	14.5	0	27,22	14.5
7 à 9 ^{ième}	-808,005	-102,(&	50×50	11.74	0	22,5	11.74

V.2.5.Choix des armatures :

Tableau .V.11. 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_s^{ado} (cm ²)
RDC, étage centre	70×70	13.71	44,1	294	147	4T25+8T20	44.77
2eme	65×65	15.42	38,025	253,50	126.75	4T25+8T20	44.77
3 à 4 ^{ième}	60×60	17.52	32,4	216	108	4T25+8T16	35.72
5 à 6 ^{ième}	55×55	16.79	27,22	181,50	90,7	4T25+8T14	31,95
7 à 9 ^{ième}	55×55	12.76	22,5	150	75	4T20+8T14	24,63

V.2.6 .Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M^{ser} , N^{ser})(annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

• Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

- **Acier:** → Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
→ Fissuration

préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$

→ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a) (N^{max} ; M^{corr}):

Tableau V.12. Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{max} (KN)	M_{ser}^{corr} (KN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	70×70	-80,58	29,04	45,24	5,34	201.63	0,68	15	OK
1 à 3 ^{ième}	65×65	-802,97	35,79	39,27	12	201.63	2,88	15	OK
4 à 6 ^{ième}	60×60	560,74	41,76	35.72	-2.18	201.63	2,91	15	OK
7 à 9 ^{ième}	55×55	338,05	43,8	31,95	-3,94	201.63	2,68	15	OK
7 à 9 ^{ième}	50×50	25,10	5,49	24,63	-2,27	201.63	0,37	15	OK

b) (M^{max} ; N^{corr}):

Tableau V.13. Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{max} (KN)	M_{ser}^{corr} (KN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, étage centre	70×70	99,79	1551,8	45,24	5,34	201.63	0,68	15	OK
2 ^{eme}	65×65	86,49	1310,79	39,27	12	201.63	2,88	15	OK
3 à 4 ^{ième}	60×60	87,94	778,65	35.72	-2.18	201.63	2,91	15	OK
5 à 6 ^{ième}	55×55	88,44	88,4	31,95	-3,94	201.63	2,68	15	OK
7 à 9 ^{ième}	50×50	109,22	109,59	24,63	-2,27	201.63	0,37	15	OK

V.2.7. Vérification De L'effort Tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.
 d : Hauteur utile de la section du poteau.
 τ_u : Contrainte de cisaillement.
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

➤ **Selon le CBA 93 :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ 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 :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ 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 les tableaux suivant :

Tableau V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA93}$ (MPa)	Vérification
RDC, étage centre	70×70	67,2	0,152	14,13	0,075	1,875	2,50	OK
2eme	65×65	74,37	0,195	12,05	0,075	1,875	2,50	OK
3 à 4^{ème}	60×60	75,72	0,233	13,05	0,075	1,875	2,50	OK
5 à 6^{ème}	55×55	77 ;11	0,283	14,24	0,075	1,875	2,50	OK
7 à 9^{ème}	50×50	88 ;92	0,395	15,6	0,075	1,875	2,50	OK

V.2.8.Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99**

Version 2003, elles sont données comme suit :

Selon CBA 93 :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

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 :
 $S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \text{ Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400MPa$ (FeE40).

Tableau V.15. Espacement maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _t (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, étage centre	70×70	4T25+8T20	16 et 20	10	16
2eme	65×65	4T25+8T20	25	10	16
3 à 4 ^{ième}	60×60	4T25+8T16	32	10	16
5 à 6 ^{ième}	55×55	4T25+8T14	25	10	16
7 à 9 ^{ième}	50×50	4T20+8T14	20 et 16	10	16

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 _{max} ^u (KN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{ado} (cm ²)
RDC ;centre etage	70×70	2,85	4,07	3,75	67,54	N	10	0,9	4T8	2,01
						C	16	1,44	4T10	3,14
2eme	65×65	2,26	3,47	3,75	74,36	N	10	1,07	4T8	2,01
						C	16	1,71	4T10	3,14
3 à 4 ^{ème}	60×60	2,26	3,76	3,75	75,72	N	10	1,18	4T8	2,01
						C	16	1,89	4T10	3,14
5 à 6 ^{ième}	55×55	2,26	4,10	3,75	77 ;11	N	10	1,31	4T8	2,01
						C	16	2,10	4T10	3,14
7 à 9 ^{ième}	50×50	2,26	4,52	3,75	88 ;92	N	10	1,66	4T8	2,01
						C	16	2,65	4T10	3,14

V.2.9.Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi_t$ en zone III.

- Pour :
- Ø=25mm.....L_r=125cm ;
 - Ø=20mm.....L_r=100cm ;
 - Ø=16mm.....L_r=80cm.

V.2.10.Ferraillage des poteaux de sous-sols et entre sols :

Les poteaux du entresol et sous-sol sont calcules à la compression simple, le ferraillage est donnée par :

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

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

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B=a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

La section réduite $B_r= (a-0,02)^2 [m^2]$.

▪ **Sous-sol n°=1**

a) **Calcul de l'effort normal pondéré :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est : $N_u= 5201.129kN$.

❖ Poids propre de plancher :

$$G_1=4*25.25=167.91 \text{ KN}$$

❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2=5.49*0,45*0,35*25=21.62 \text{ KN.}$$

❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3= 4.72 * 0,35 * 0,3 * 25 = 12.39 \text{ KN}$$

❖ Poids propre de poteau :

$$G_4= 0,6 * 0,6 * (2.64 - 0.16) * 25 = 29.64 \text{ KN.}$$

$$G_T= 157.33 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q=2.5*25.25=63.125 \text{ kN}$$

$$N_{ul}=1,35G+1,5Q=307.083 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)}=N_{u(RDC)}+N_{ul}=5511.212 \text{ kN}$

b) Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 21.65\text{cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 2.64 \cdot 10^2}{21.65} = 8.53 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,84$
- $Br = (75 - 2)^2 = 5329\text{cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{5511; 21 \cdot 10^3}{0,84} - \frac{5329 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \leq 0$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous sol sous un effort normal à la base égal à 5511.21kN a donné une section inférieure à celle exigée par l' RPA99 V03 ($A_{s_{\min}}=50.62\text{cm}^2$); notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit : **6T20+4T32=51.02cm..**

▪ Sous-sol n°=2 :

$$N_u = 4595.15\text{kN.}$$

❖ Poids propre de plancher :

$$G_1 = 4 \times 25 \times 25 = 167.91 \text{ KN}$$

❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2 = 5.49 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 21.62 \text{ KN.}$$

❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3 = 4.72 \times 0,35 \times 0,3 \times 25 = 12.39 \text{ KN}$$

❖ Poids propre de poteau :

$$G_4 = 0,6 \times 0,6 \times (2.64 - 0.16) \times 25 = 29.64\text{KN.}$$

$$G_T = 157.33 \text{ KN.}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 25 \times 25 = 63.125\text{kN}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 307.083\text{kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 4902.233\text{Kn.}$$

a) Calcul du ferrailage :

$$\text{a. } i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 21.65\text{cm}$$

$$\text{b. } \lambda = \frac{0,7 \times 2.64 \cdot 10^2}{21.65} = 8.53 < 50$$

$$c. \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,84$$

$$d. \quad Br = (75 - 2)^2 = 5329 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{4902;233.10^3}{0,84} - \frac{5329.10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \leq 0 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous sol sous un effort normal à la base égal à 4902.23kN a donné une section inférieure à celle exigée par l' RPA99 V03 (($A_{s_{\min}}=50.62\text{cm}^2$)) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit **As= 4T25+8T25=58.91cm**.

▪ Sous-sol n°=3

a) Calcul de l'effort normal pondéré :

$$N_u = 4282.74 \text{ kN}$$

❖ Poids propre de plancher :

$$G_1 = 4 * 25 * 25 = 167.91 \text{ KN}$$

❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2 = 5.49 * 0,45 * 0,35 * 25 = 21.62 \text{ KN.}$$

❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3 = 4.72 * 0,35 * 0,3 * 25 = 12.39 \text{ KN}$$

❖ Poids propre de poteau :

$$G_4 = 0,6 * 0,6 * (2.64 - 0.16) * 25 = 29.64 \text{ KN.}$$

$$G_T = 157.33 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 * 25 * 25 = 63.125 \text{ kN}$

$$N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = 307.083 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{ul} = 4589.823 \text{ kN}$

$$A_s \geq \left(\frac{4589;82.10^3}{0,84} - \frac{5329.10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \leq 0 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 4589.82kN a donné une section inférieure à celle exigée par l' RPA99 V03 ($A_{s_{\min}}=50.62\text{cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du

RDC, soit : **As= 8T25+8T25.**

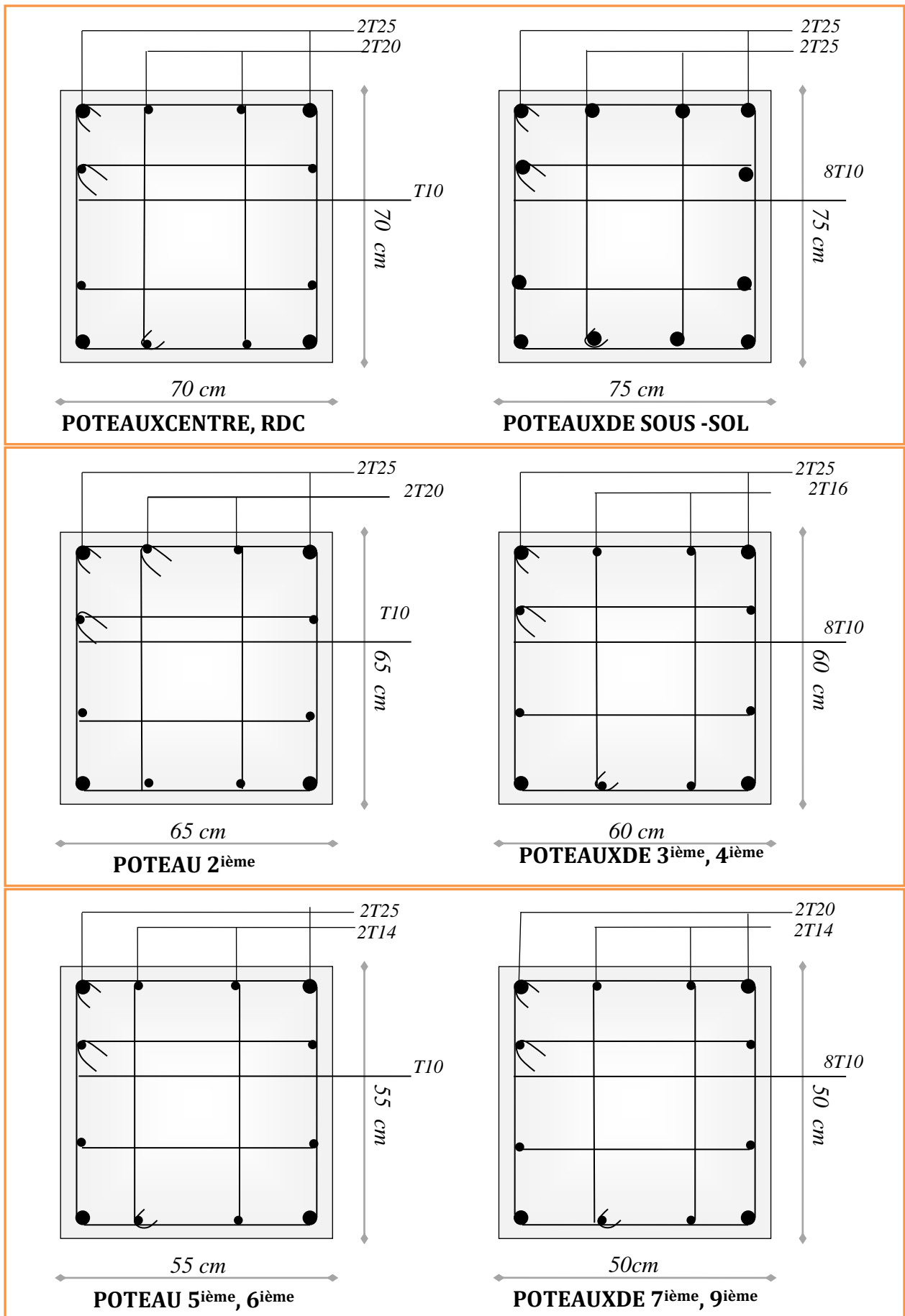


Figure .V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Ferrailage 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 situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable → ELU:1,35G+1,5Q

→ ELS: G+Q

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle → G+Q+E

V.3.2.Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø 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 de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Sens porteur :

Tableau V.17:Ferrailage des poutres porteuses

Niveau	section	position	M_{max} (KN)	$A_s^{cal}(cm^2)$
<i>Terrasse</i>	45×35	Travée	124.68	6.72
		Appuis	203.61	11.22
<i>Etage courant</i>		Travée	124.68	6.72
		Appuis	261.49	14.65
<i>Centre commerciale</i>		Travée	137.95	7.47
		Appuis	268.03	15.05

Sens non porteur :

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres non porteuses

Niveau	section	position	M_{max} (KN)	A_s^{cal} (cm ²)
Terrasse	35×30	Travée	56.86	3.33
		Appuis	88.89	5.27
Etage courant		Travée	75.01	4.42
		Appuis	102.75	6.12
Centre commerciale		Travée	35.36	2.06
		Appuis	84.11	4.98

V.3.4.Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par les tableaux suivants :

Sens porteur :

Tableau V.19:Choix des armatures pour les poutres principales.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZC) (cm ²)	A_s^{max} (ZR) (cm ²)	A_s^{min} (RPA) (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Terrasse	45×35	Travée	120	180	7.875	6.72	4T16	8.04
		Appuis				11.22	8T14	12.31
Etage courant		Travée	120	180	7.875	6.72	4T16	8.04
		Appuis				14.65	8T16	16.08
Centre commerciale		Travée	120	180	7.875	7.47	4T16	8.04
		Appuis				15.05	8T16	16.08

Sens non porteur :

Tableau V.20:Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZC) (cm ²)	A_s^{max} (ZR) (cm ²)	A_s^{min} (RPA) (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Terrasse	35×30	Travée	99	148.5	5.25	3.33	5T12	5.65
		Appuis				5.22	5T12	5.65
Etage courant		Travée	99	148.5	5.25	4.42	4T14	6.16
		Appuis				6.12	4T14	6.16
Centre commerciale		Travée	99	148.5	5.25	2.06	5T12	5.65
		Appuis				4.98	5T12	5.65

Avec: $A^{RPA} = 0.5\% \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres secondaires.

V.3.6. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [4]$$

Avec :

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau V.21 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(\text{choisi})}^{\text{choisi}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s^{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Vérification
45×35	16.08	1.71	Vérifiée
35×30	6.16	1.14	Vérifiée

V.3.7. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Sens porteur :

Tableau V.22 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Position	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$	Vérifiée
Terrasse	Travée	91.32	1.89	15	55.23	201,63	Oui
	Appuis	148.85	3.09		90.03		Oui
Etage courant	Travée	91.32	1.89	15	55.23	201,63	Oui
	Appuis	190.7	3.96		115.34		Oui
Centre commerciale	Travée	98.11	2.039	15	59.34	201,63	Oui
	Appuis	191.28	3.97		115.69		Oui

Sens non porteur :

Tableau V.23: Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	position	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$	Vérifiée
Terrasse	Travée	41.33	1.11	15	33.08	201,63	Oui
	Appuis	65.07	1.74		52.09		Oui
Etage courant	Travée	54.53	1.46	15	43.67	201,63	Oui
	Appuis	74.98	2.01		60.03		Oui
Centre commerciale	Travée	25.76	0.68	15	20.62	201,63	Oui
	Appuis	61.32	1.64		49.09		Oui

V.3.8.Vérification de l'effort tranchant (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.

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

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

Sens porteur :

Tableau V.24: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifiée
Terrasse	45×35	144.82	0.53	2,5	Oui
Etage courant		166.295	0.604	2,5	Oui
Centre commerciale		185.121	0.673	2,5	Oui

Sens non porteur :

Tableau V.25: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifiée
Terrasse	35×30	38.883	0.172	2,5	Oui
Etage courant		44.75	0.198	2,5	Oui
Centre commerciale		52.282	0.232	2,5	Oui

V.3.9.Calcul des armatures transversales :

• Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$

• Selon le RPA version 2003 : $\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,42cm$. On prend : $\phi_t = 8mm$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.26: Calcul des armatures transversales.

Niveau	Section	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZC		
Sens porteur	45×35	185.121	0.673	40	15	30	15	25	2.6	4T10
Sens non porteur	35×30	52.282	0.232	40	12,5	25	10	20	2.23	4T10

▪ Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm

✓ Arrêt des barres :

$$\begin{array}{l}
 \text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10} \\
 \text{Armatures supérieures : } h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Appuis en travée de rive.
Appuis en travée intermédiaire.

Avec : L=Max (L_{gauche} ; L_{droite})

✓ Calcul de la flèche :

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

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

Sens porteur :

$h = 45 \text{ cm}$ et $L_x = 5.95m$

$M_t = 185.121kn.m$

$A_s = 16.08 \text{ cm}$

$\frac{h}{L_x} = 0.1 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV$

$\frac{A_s}{bd} = 0.0058 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \dots\dots\dots CV$

$\frac{h}{L_x} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots CV$

Sens non porteur :

$h = 35\text{cm}$ et $L_x = 5.5\text{ m}$

$M_t = 52.282\text{KN.m}$

$A_s = 6.16\text{ cm}$

$\frac{h}{L_x} = 0,1 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV$

$\frac{A_s}{bd} = 0,0056 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \dots\dots\dots CV$

$\frac{h}{L_x} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10M_o} = 0,085 \dots\dots\dots CV$

V.1.10.Ferraillage des poutres du sous-sol :

• **Sens porteur :**

Charge permanente :

Poids propre $0.35 \times 0.45 \times 25 = 7.5\text{ KN/ml}$

Poids du plancher $(24.83 \times 4) / 5.95 = 16.69\text{KN/ml}$

Charge d'exploitation :

$Q = (2.5 \times 24.83 \times 0.45 \times 0.35) / 5.95 = 3.13\text{KN/ml}$

• **Sens non porteur :**

Charge permanente :

Poids propre $0.35 \times 0.3 \times 25 = 5.62\text{KN/ml}$

Poids du plancher $(18.5 \times 4) / 5.5 = 13.45\text{KN/ml}$

Charge d'exploitation :

Usage parking $Q = (2.5 \times 18.5 \times 0.35 \times 0.3) / 5.5 = 2.08\text{KN/ml}$

Tableau V.27:Ferraillage des poutres de sous-sol

Sens	Position	q_u	M	A_s	A'_s	A_s^{min}	choix	section
porteur	Travée	165.29	140.49	7.61	0	7.875	4T16	8.04
	Appuis		82.64	4.41	0	7.875	4T16	8.04
Non porteur	Travée	109.14	92.77	5.5	0	5.25	5T12	5.65
	appuis		54.57	3.2	0	5.25	5T12	5.65

▪ Schémas du ferrailage:

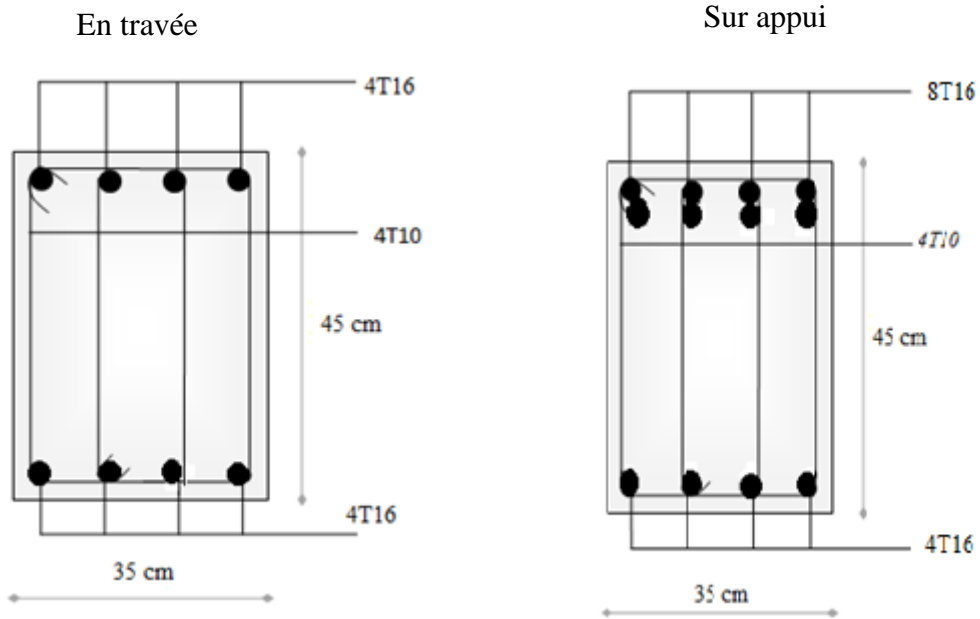


Figure .V.2: Ferrailage des poutres porteuses **étage courant** et **centre commercial**

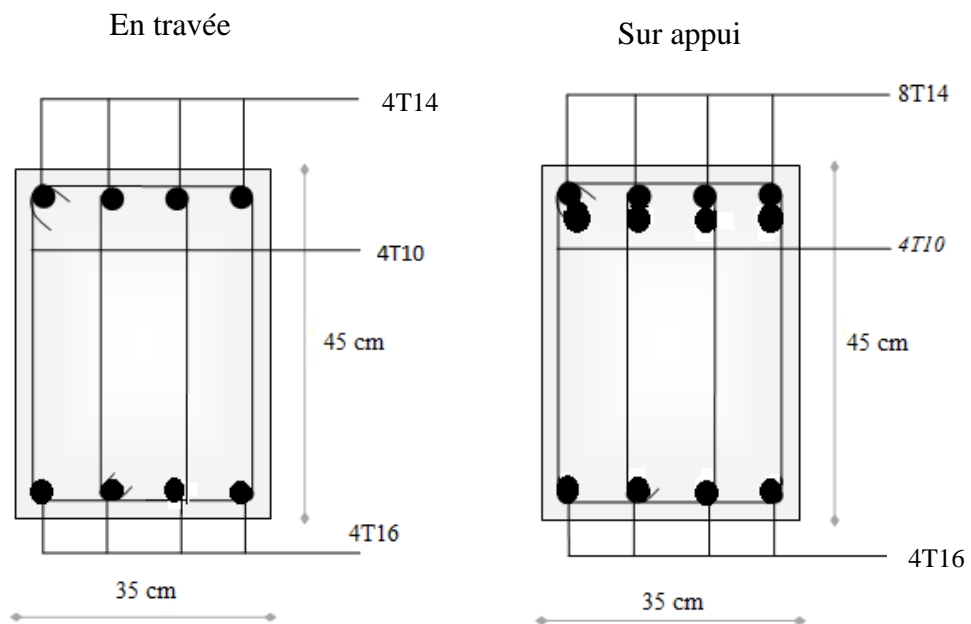


Figure .V.3: Ferrailage des poutres porteuses **terrasse**

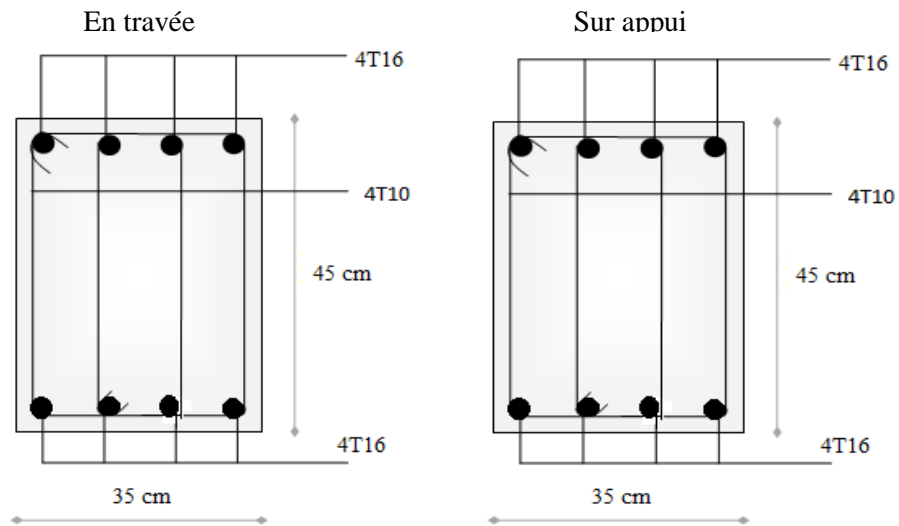


Figure .V.4: Ferrailage des poutres porteuses sous-sol

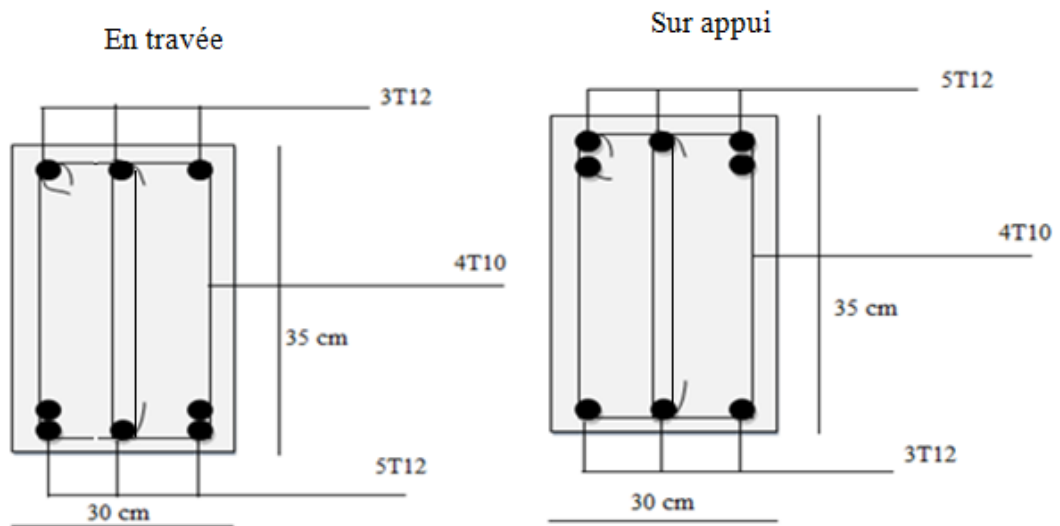


Figure .V.5: Ferrailage des poutres non porteuses terrasse, centre commerciale sous-sol

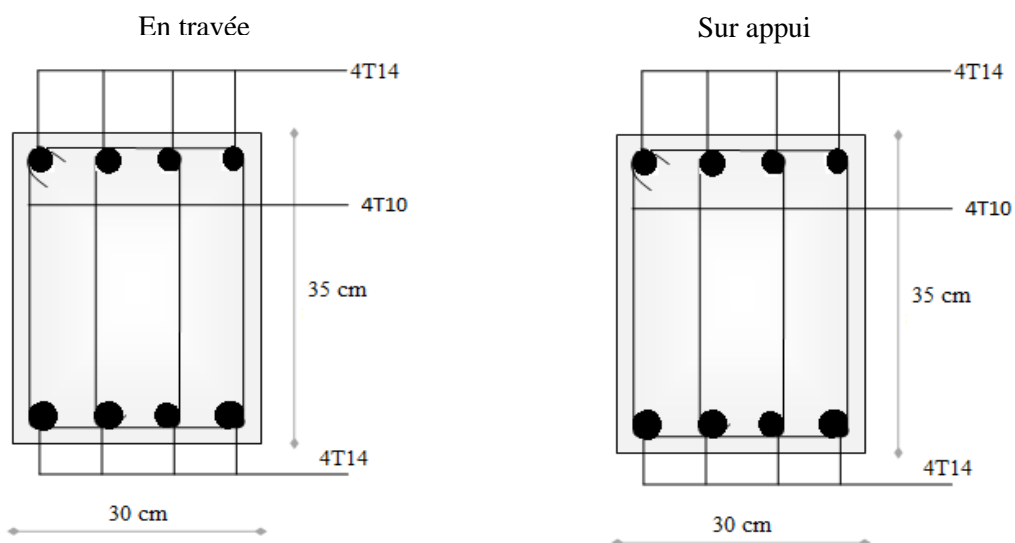


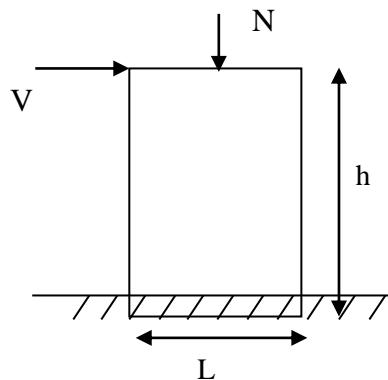
Figure .V.6: Ferrailage des poutres non porteuses étage courant

V.3. Ferrailage des voiles :**V.3.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.3.2. Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. **La figure** ci-après montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



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.

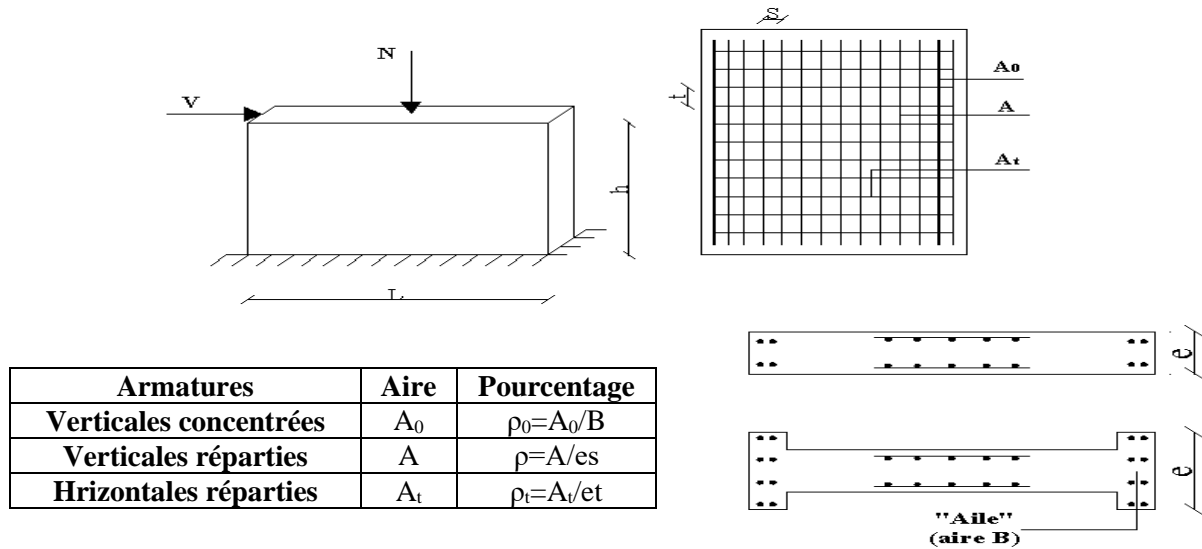


Figure.V.7 Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

V. 3.3. 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'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

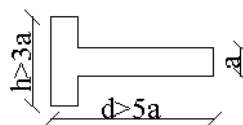


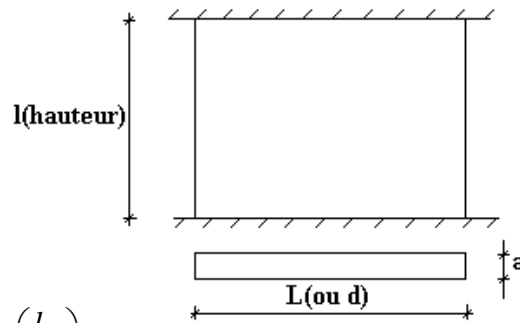
Figure. V.8. Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

- l : la hauteur libre du mur;
- l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduit de la hauteur libre du mur l, en fonction de ses liaisons avec le plancher.



Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau. V.28: Valeurs de (l_f/l) .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soit :

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 $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau. V.29: Calcul de $\sigma_{u\text{lim}}$.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	d (a-0,02)	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u\text{lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$

Remarque:

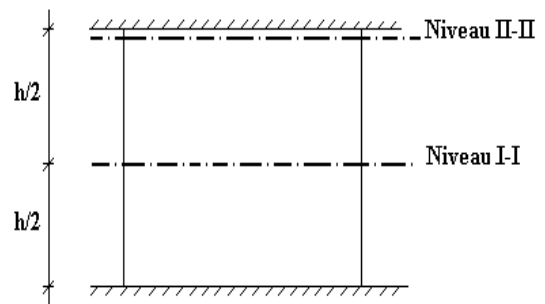
La contrainte limite vaut $\sigma_{u\text{lim}} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$ que nous appelons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé. Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

d. Niveaux de vérification :

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\text{lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\text{lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.



e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a.

1. **Aciers verticaux et horizontaux :**

Tableau.VI.30: Pourcentage minimal des aciers horizontaux et verticaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33 m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- 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 \emptyset_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t)

Tableau.VI.31: Les Aciers transversaux pour les voiles.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12 \text{ mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20 \text{ mm} < \phi_l$		8mm

V. 3.4. **Calcul des voiles par la méthode des contraintes :**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ_{22}) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1. **Zone comprimée :**

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2. **Zone tendue :**

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

On distingue 3 cas :**1^{er} cas :**

$(\sigma_1, \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par **RPA 99** ($A_{\min} = 0.20\% .a.L$).

2^{ème} Cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée)

\Rightarrow On calcule le volume des contraintes de traction F_t

D'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_c$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{\min} = 0.20\% .a.L$, on ferraille avec la section minimale

Si : $A_v > A_{\min} = 0.20\% .a.L$, on ferraille avec A_v

3^{ème} cas :

(σ_1, σ_2) Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée.

\Rightarrow On calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile). Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments WALL (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes. Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

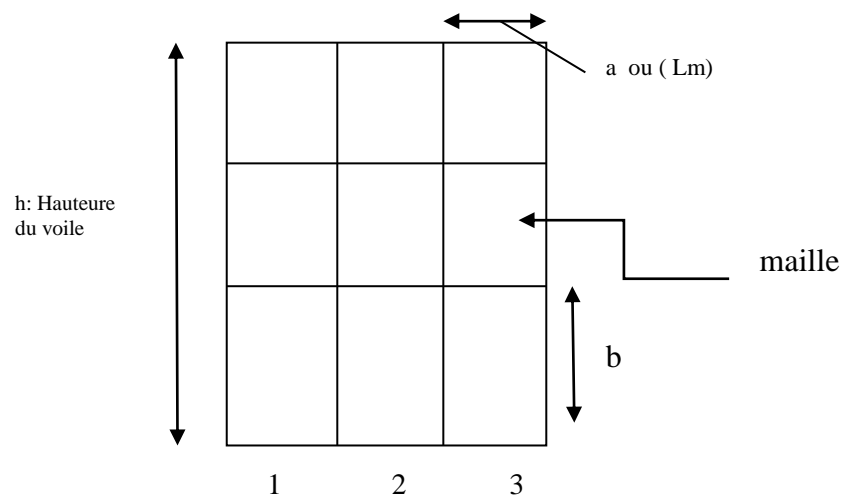


Figure.V.9 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

VL3.5. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) :❖ **Aciers verticaux :**

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

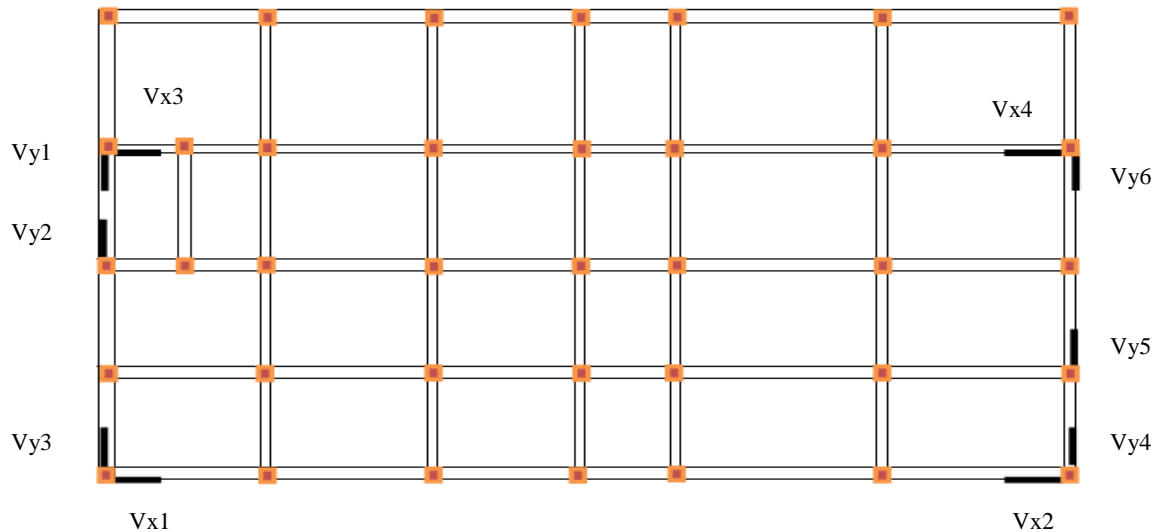


Figure. V.10 : Disposition des voiles à étudier

V.3.6.Exemple de calcul :

Soit le voile (VY1)

L = 1,20 m (longueurs)

a = 0,2 m (épaisseur)

h_e = 4,08 m (hauteur d'étage)

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur Lⁱ=0,4m et de section

- **Contraintes limites de compression:**

La hauteur d'étage est de 4,08 m d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 4,08 - 0,45 = 3,68 \text{ m} \quad (0,45 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

Tableau.VI.32: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple de calcul.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	0,85 x 3,68=3,085	0,9x 3,68=3,267
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 53,43$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 56,58$
Coefficient α	/	0,393	0,576
Section réduite B_r (par ml) Avec d = 0,96 m	m ²	(a-0,02).0,4 = (0,2-0,02).0,4 = 0,072 m ²	(a-0,02).0,4 = (0,20-0,02).0,4 = 0,072 m ²
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec d = 0,96 m	MPa	$\sigma_{bna} = 8,75 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = 6,5 \text{ MPa}$

Remarque:

$\sigma_{ba} = 6.5\text{MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et} .

$B_{et} = (0,2 \times 0,4) \text{ m}^2$ (section de béton).

$A_s = 8.10^{-5} \text{ m}^2$.

- **Armatures de traction:**

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'inter face graphique ; il s'agit des contraintes σ_{22} que nous avons noté dans la suite $\sigma_j(j)$: pour le numéro de la maille).

La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (S_{12} ou τ).

Tableau. V.33: Calcul des armatures verticales de l'exemple de calcul.

Maille $L_i=0,4 \text{ m}$	1	2	3
Dimensions (m ²) ($a \cdot l$) = S_j	0,08	0,08	0,08
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	0.73	1.3	6.03
Force de traction $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0.0584	0.104	0.482
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ situation accidentelle ($\gamma_s = 1$)	1.46	2.6	12.05
Aciers minimaux (cm ²) Selon BAEL: 0,1% $S_{b\text{éton}}$ Selon RPA99: 0,2 % $S_{b\text{éton}}$	0,8 1.60	0,8 1.60	0,8 1.60
Acier total (sur deux faces en cm ²) S_i : espacement (mm)	$2 \cdot 2\text{HA}10 = 3.14$ $S_i = \frac{40}{2} = 20$	$2 \cdot 3\text{HA}10 = 4.72$ $S_i = \frac{40}{3} = 13.3$	$2 \cdot 5\text{HA}14 = 15.4$ $S_i = \frac{40}{5} = 8$
$S \leq (1,5 a, 30\text{cm})$ $S \leq 22.5 \text{ cm}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié

- **Armatures de joint de bétonnage : (aciers de couture pour la maille 1)**

$S_{12} = \tau_u = 1.18 \text{ MPa}$ (contrainte tangentielle lue directement au milieu de maille 3)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l_m$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1.18 (200)(400)}{400} 1.4 = 363.44 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 3.63 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

• **Armatures horizontales :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad \bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12} \quad S_{t \min} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,18) (200) (200)}{(0,8) (400) (0,8)} = 2,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{\text{section d'acier vertical de la maille la plus armée}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (12,05) = 8,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,2\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,2}{100} (0,20) (0,4) = 3,2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 8,03 \text{ cm}^2$

Soit : **2*3HA14 = 9,24 cm²**

La hauteur de la maille = 400 mm

Avec : $S_t = \frac{400}{3} = 133,33 \text{ mm}$

On prend : $S_t = 133,33 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$vérifié

V.3.7. Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié :

Nota :

- Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent aux combinaisons de charges suivantes :

0,8 G + E

G+Q+E.

$$\sigma_{\text{moy}} = S_{22} \text{ (lu au milieu de la maille)}$$

$$S_i = l_m * e$$

Tel que Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction d'après le logiciel sap2000.
Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

❖ **Armatures horizontales de traction:**Voile x1 :**Tableau. V.34:** Calcul des armatures verticales de vx1.

Hauteurs(m)	maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	choix	A_s adopté (cm ²)
0-4.08 m	1	0.08	4.91	0.39	9.75	1.21	2*5T12	11.3
	2	0.08	7.61	0.60	15	1.87	2*3T20	18.84
	3	0.08	12.94	1.035	25.87	3.23	2*5T20	31.42
4,08–8.16	1	0.08	3.37	0.26	6.5	0.81	2*5T10	7.86
	2	0.08	2.93	0.23	5.75	0.71	2*3T12	6.78
	3	0.08	2.81	0.22	5.5	0.68	2*5T10	7.86
21.08–24.31	1	0.08	1.97	0.157	3.92	0.49	2*5T10	7.86
	2	0.08	2.65	0.212	5.3	0.66	2*3T12	6.78
	3	0.08	3.34	0.267	6.67	0.83	2*5T10	7.86
27.54–30.77	1	0.08	1.47	0.117	2.92	0.36	2*2T10	3.14
	2	0.08	2.53	0.202	5.05	0.63	2*3T12	6.78
	3	0.08	3.52	0.281	7.02	0.87	2*5T10	7.76
30.77–34	1	0.08	0.76	0.060	1.5	0.19	2*2T10	3.14
	2	0.08	1.59	0.127	3.17	0.39	2*3T10	4.72
	3	0.08	2.63	0.210	5.25	0.65	2*5T10	7.876

Armature de joint de bétonnage :**Tableau. V.35:** Calcul des armatures de joint de bétonnage de vx1.

	0-4.08	4.08-8.16	24.31-27.54	27.54-30.77	30.77-34
A_{vj}	14.96	4.06	10.41	7.73	7.48
Le choix	2*5T14	2*3T10	2*5T12	2*5T10	2*5T10
A_{vj} adopté	15.4	4.72	11.31	7.86	7.86

Armature horizontale :

Tableau. V.36: Calcul des armatures horizontales de vx1.

	0-4.08	4.08-8.16	24.31-27.54	27.54-30.77	30.77-34
A_h	17.24	4.33	11.09	6.47	7.97
Le choix	2*3T20	2*3T10	2*5T12	2*3T12	2*3T14
A_h adopté	18.84	4.72	11.30	6.78	9.24

❖ Armatures verticales de traction:

Voile y1 :

Tableau. V.37: Calcul des armatures verticales de vy1.

Hauteurs(m)	maille	S _i (m ²)	σ _{moy} (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	As/B (%)	choix	A _s adopté (cm ²)
0-4.08 m	1	0.08	0.73	0.0584	1.46	0.182	2*2T10	3.14
	2	0.08	1.3	0.104	2.6	0.325	2*3T10	4.72
	3	0.08	6.03	0.482	12.05	1.5	2*5T14	15.4
4.08-8.16	1	0.08	2.2	0.176	4.4	0.55	2*3T10	4.72
	2	0.08	1.98	0.158	3.95	0.49	2*3T10	4.72
	3	0.08	5.75	0.46	11.5	1.43	2*4T14	12.32
21.08-24.31	1	0.08	1.6	0.128	3.2	0.4	2*3T10	4.72
	2	0.08	9.2	0.736	18.4	2.3	2* 3T20	18.84
	3	0.08	3.4	0.27	6.75	0.84	2* 5T10	7.86
27.54-30.77	1	0.08	6.7	0.536	13.4	1.67	2*5T14	15.4
	2	0.08	1	0.08	2	0.25	2*2T10	3.14
	3	0.08	3.14	0.251	6.27	0.78	2*5T10	7.86
30.77-34	1	0.08	7.6	0.608	15.2	1.9	2*5T14	15.4
	2	0.08	7.6	0.608	15.2	1.9	2*3T20	18.84
	3	0.08	1.17	0.094	2.34	0.29	2*2T10	3.14

Armature de joint de bétonnage :

Tableau. V.38: Calcul des armatures de joint de bétonnage de vy1.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_{vj}	3.63	7.2	8.19	2.86	4.31
Le choix	2*3T10	2*5T10	2*5T12	2*2T10	2*3T10
A_{vj} adopté	472	7.86	11.3	3.14	4.72

Armature horizontale :

Tableau. V.39: Calcul des armatures horizontales de vy1.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_h	8.03	7.67	12.26	8.93	10.13
Le choix	2*3T14	2*5T10	2*5T14	2*5T12	2*5T12
A_h adopté	9.24	7.86	15.4	11.3	11.3

V.3.7. Schéma ferrailage du voiles (x1) coupe horizontale :

- **Niveau (4.08 – 8.16 m) :**

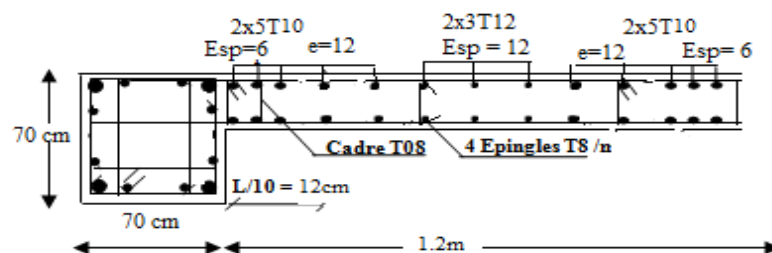


Figure V.11 : Schéma ferrailage du voile X1

CHAPITRE VI

L'infrastructure

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2.Choix du type des fondations :

Le choix du type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- la capacité portante du sol.
- les Charges transmises au sol.
- la distance entre axes des poteaux.
- la profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2.5 bar à une profondeur de 1 m.

VI. 3. Calcul des fondations :

VI. 3.1 : Etude du radier général :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

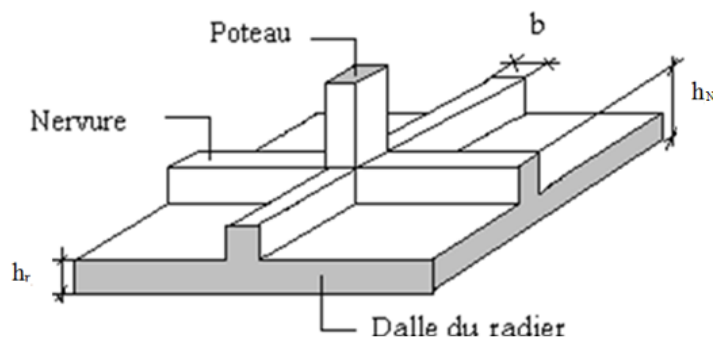


Figure.VI.1 : Schéma d'un radier.

VI.3.2 : Pré dimensionnement du Radier :

On peut opter pour un radier général si :

$$S_{néc} > 50\% S_{bât}$$

Avec :

$$S_{néc} = \frac{N_G + N_Q}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

N_G : Charge permanente.

N_Q : Charge d'exploitation.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour:

$$N_G + N_Q = 89584.07 \text{ KN. m}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars.}$$

VI.3.3 : Surface Nécessaire :

On trouve: $S_{néc} \geq 358.33 \text{ m}^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment :

$$S_{bât} = 490.17 \text{ m}^2$$

Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient : $S_{rad} = 537.94 \text{ m}^2$

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

$$h_d \geq L_{max} / 20$$

Avec :

h_d : Epaisseur de la dalle

L_{max} = distance maximale entre 2 files.

$$L_{max} = 5.94 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_d = \frac{5.94}{20} = 29.7 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

VI.3.4 : Condition de cisaillement :

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \text{ ml}}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sol).

$$N_u = 123731.42 \text{ kN}$$

$$b = \frac{5.5 + 3.9}{2} = 4.7 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

$$L = 5.94 \text{ m} ; b = 4.7 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}.b.d} = \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}.b.(0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = 0.53Mpa \leq \bar{\tau} = 2.5Mpa$$

- **Le choix Final :**

On prend: h=30 cm

VI.3.5. Nervures:

a- Largeur des nervures :

-Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{594}{10} = 59.4cm$$

On opte pour : **b=70cm**

b- La hauteur des nervures :

b-1 Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression

$$\text{suivante : } L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier } \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000MPa$).

b : Largeur de radier ($b=470cm$).

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 :

- $K=0,5[kg/cm^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[kg/cm^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3]$ → pour un très bon sol.
- $L_{\max} = 5.94m$

$$\bullet \text{ On aura: } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 167cm$$

Pour notre cas on prend $K=4[kg/cm^3]$

$$\text{On a : } h_1 \geq 167cm \Rightarrow h_1 = 167cm$$

b-2 Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max}=5.94m$

$$\Rightarrow 39.6cm < h_2 < 59.4cm$$

On prend: $h_2=55cm$

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 167cm$$

On prend : $h=167cm$

✚ Conclusion:

- Epaisseur de la dalle du radier $h=30cm$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 167cm \\ b = 70cm \end{cases}$

VI.4. Caractéristiques géométriques :

- **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 13.59 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.7 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_{XX} = 12607.88 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 9389.937 \text{ m}^4$$

VI.5. Vérifications Nécessaires :**VI.5.1. Vérification de la Stabilité du Radier :**

- **Radier:(RPA 2003 Art. 10.1.5)**

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = M/N \leq B/4$).

Tableau .VI.1 : représentation des valeurs de N, M, e0.

		N	M1	M2	ex	ey
		KN	KN-m	KN-m	m	m
ELU	/	85574,796	64,59671	10,44131	7.54E-4	1.23E-4
ELS	/	62382,079	47,0428	7,61136	7.54E-4	1.22E-4
GQEX	Max	62398,935	473,4914	-633,757	0.00758	-0.0102
GQEX	Min	62365,222	4673,6296	888,514	00.0749	0.0142
GQEY	Max	62415,38	-5951,5414	75822,181	-0.0953	1.215
GQEY	Min	62348,778	3457,0219	-7640,501	00554	-0.1225
GEX	Max	42674,574	-3213,9804	393,00574	-0.0753	0.00921
GEX	Min	42640,862	315,1368	647,7628	0.00739	0.0152
GEY	Max	42691,019	442,2549	-517,4701	0.0103	-0.0121
GEY	Min	42624,417	1935,8623	523,29848	0.045	0.0122

Le cas le plus défavorable pour l'évaluation du risque de renversement est représenté par l'excentricité la plus importante, cette excentricité est la plus défavorable pour la combinaison G+Q+Ey.

$$e_{0max} = 1,39m \Rightarrow \begin{cases} N_r = 62415.38 \text{ KN} \\ M_r = 75822.181 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$N_r = N_{r1} + PR + PT + PVP + PN$$

Avec :

Nr : effort normal dû au poids du bâtiment.

PR : poids du radier.

PT : poids des terres sur le radier.

PVP : poids du voile périphérique.

PN : poids des nervures.

$$N_r = 62415.38 + 191142.87$$

$$N_r = 253558.25 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{75822.181}{253558.25} = 0.29 \text{ m} < \frac{18.5}{4} = 4.62 \text{ m}$$

Vérifiée

VI.5.2. Vérification de la Stabilité au renversement de la structure :

Il est très important d'assurer la stabilité de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec

M_s: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres (se trouvant au-dessus du débord).

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M₀: Moment à la base de la structure.

V₀: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ancrage de la structure.

Sens x-x :

$M_0=645967.16 \text{ KN.m}; V_0=3178.17 \text{ kN}; h=6.84\text{m}$

Donc : $M_R=699240.9 \text{ KN.m}$

$N=N_1+N_2$

N_1 : Poids propre de la structure.

N_2 : Poids propre du radier.

Donc : $N=253558.25 \text{ KN}$

$M_s=N.x_G=3445856.61 \text{ KN.m}$

$\frac{M_s}{M_R} = 4.92 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y :

$M_0=393005.72 \text{ KN.m}; V_0=1707.26\text{kN}; h=6.84 \text{ m}$

Donc: $M_R=438518.6 \text{ KN.m}$

$M_s=N.y_G=2459515.025 \text{ KN.m}$

$\frac{M_s}{M_R} = 5.6 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

• **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.6. FERRAILLAGE DU RADIER :

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.6.1. Détermination des efforts:

- $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une

largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• **Panneau de rive:**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0.85M_x \\ M_{ty}=0.85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}= 0.5M_x & \text{(autre appui)} \end{cases}$

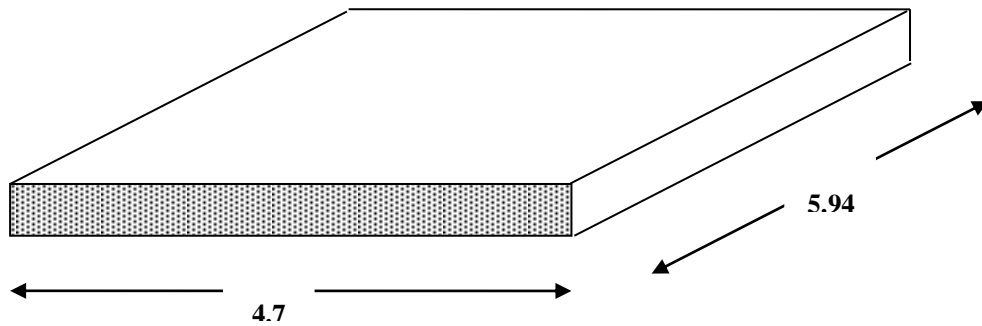


Figure. VI.2: Vue en plan illustrant Les dimensions du panneau de radier

- μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q / S_{\text{radier}} = 364.39 \text{ Kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0573 \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 461.22 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 266.58 \text{ kNm} \end{cases}$$

▪ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 392.03 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 226.59 \text{ kNm}$$

• **Moment sur appuis:**

$$\text{Max} = \text{May} = 0,3 M_x = 138.36 \text{ (appui de rive)}$$

$$\text{Max} = \text{May} = 0,5 M_x = 230.61 \text{ (autre appui)}$$

VII.6.2. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$.

Tableau.VI.2: Ferrailage de panneau du radier.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	esp
Travée	x-x	392.03	56.88	12T25	58.91	8
	y-y	226.59	27.72	9T20	28.27	11
Appui	Rive	138.36	15.92	8T16	16.27	12
	inter	230.61	28.2	9T20	28.27	11

VII.6.3. Vérifications nécessaires :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2 < 10.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

• Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.VI.3: Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	321.33	58.91	3.71	15	149.95	201,6	OK
	y-y	185.92	28.27	2.14	15	86.76	201,6	OK
Appuis	rive	113.41	16.27	1.31	15	52.92	201,6	OK
	inter	189.02	28.27	2.18	15	88.21	201.6	OK

• Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(90\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

En travée :

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{12} = 8.33\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{On opte } S_t = 8\text{cm}.$$

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(220\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{9} = 11.11\text{cm} < 40\text{cm} \Rightarrow \text{On opte } S_t = 12\text{cm}$$

Aux Appuis :

De rive:

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{On opte } S_t = 12\text{cm}$$

Intermédiaire :

$$S_t = \frac{100}{9} = 11.11\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{On opte } S_t = 12\text{cm}$$

VII.6.4. Dessin de ferrailage :

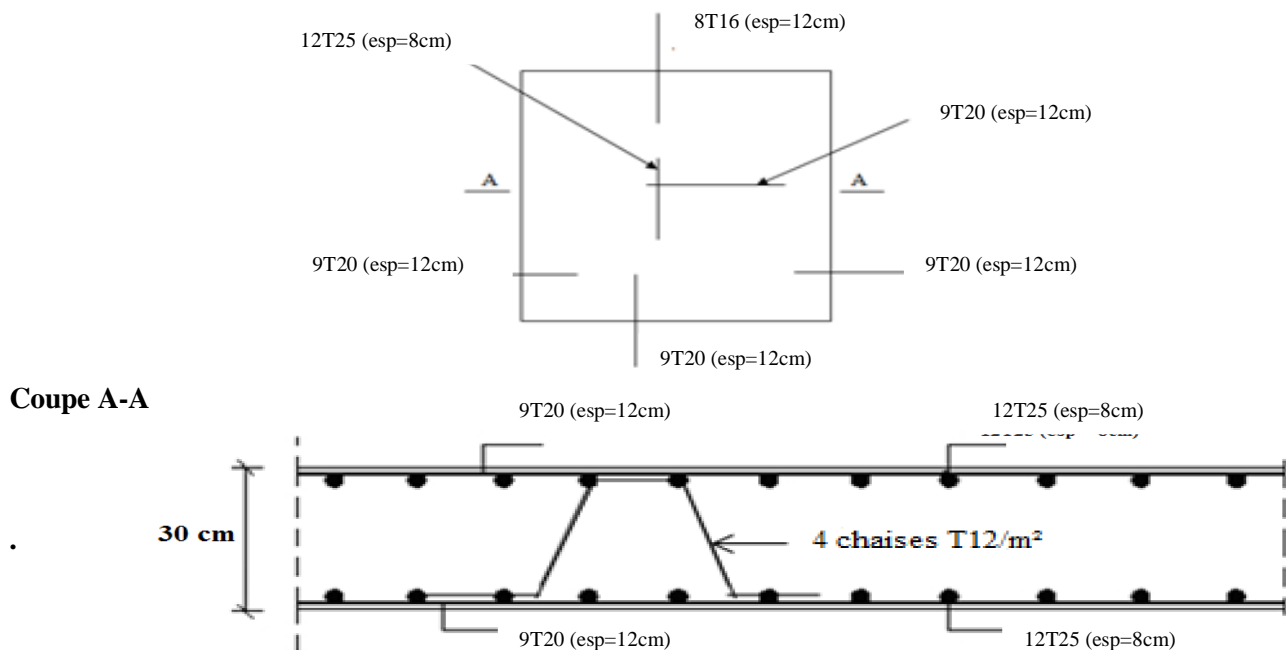


Figure. VI.3 : Ferrailage du radier.

VI.7. FERRAILLAGE DES NERVURES:

VI.7.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t=0.85M_0$

Sur appuis : $M_t=0.50M_0$

VI.7.2. Calcul des armatures :

$b=75 \text{ cm} ; h=167\text{cm} ; d=150.3\text{cm}$

- **Sens porteur (x-x) :**

$L=5.94 \text{ m} ; q_u= 264.12 \text{ Kn/ml}$

Tableau VI.4: Ferrailage des nervures sens porteur.

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	990.148	19.39	10T16	20.11
Appuis	582.44	11.29	7T16	14.07

- **Sens non porteur (y-y) :**

$L=4.7\text{m} ; q_u=264.12 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.5: Ferrailage des nervures sens non porteur.

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	619.9	12.03	7T16	14.07
Appuis	364.65	7.03	5T16	10.05

VI.7.3. Condition de non fragilité :

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 12.7\text{cm}^2 \leq 15.71\text{cm}^2$

VI.7.4. Vérifications nécessaires :

- **Vérification des contraintes à l'ELS:**

- **Sens porteur :**

Tableau VI.6: Vérification des contraintes sens porteur.

Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	713.6	20.11	5.4	15	135.65	201.6	OK
Appuis	419.76	14.07	3.18	15	110.26	201.6	OK

➤ **Sens non porteur :**

Tableau VI.7: Vérification des contraintes sens non porteur.

Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	446.76	14.07	4.3	15	145.13	201.6	OK
Appuis	562.8	10.05	2.9	15	119.45	201.6	OK

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{264.12 \times 5.94}{2} = 784.44 kN$$

$$\tau_u = \frac{784.44 \times 10^3}{700 \times 1503} = 0.745 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.7.5. Armatures transversales :

• **Selon BAEL91 :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 MPa\right) = 0.4 MPa$$

• **Selon RPA99/v2003:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 19.2cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 83.5cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.6cm$$

f_e=400MPa ; τ_u=0.745 MPa ; f_{t28}=2.1MPa ; b=70cm ; d=150.3cm

On trouve :

S_t=15cm.....Zone nodale.

S_t=25cm.....Zone courante.

$$A_t \geq 2.93cm^2$$

On prend : **7T10=5.50 cm²**

- 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 .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses.

Pour les bâtiments courant on a $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau $3 \times 1.67 = 5.01 \text{ cm}^2$.
On opte : $3T 16 = 6.03 \text{ cm}^2$

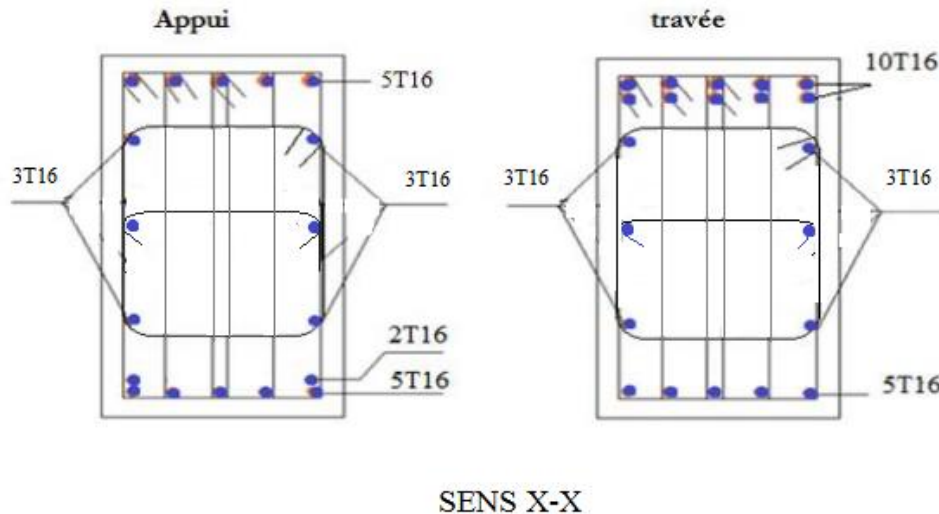


Figure VI-4 Ferrailage des nervures du sens (x-x)

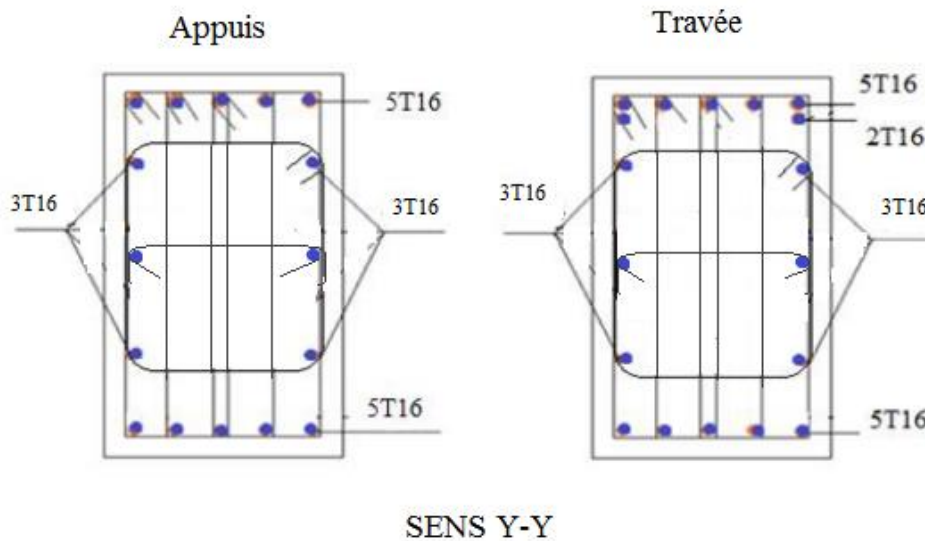


Figure VI-5 Ferrailage des nervures du sens (y-y)

VI.8. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :

VI.8.1. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

Avec : B : Section du voile.

- ✓ 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.

VI.8.2. Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastés à leurs bases (le niveau de fondations) ».

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres.
- Effet de surcharge.
- Effet de cohésion.

VI.8.3. Calcul de la force de poussée :

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 19\text{KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile = 2.63 m

A: coefficient des poussées des terres.

$$\varphi = 35^\circ \rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.27$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 13.49\text{KN/ml} \quad Q_u = 1.35 \times 13.49 = 18.214\text{KN/ml}$$

VI.8.4. Calcul des moments :

Le mur sera calculé comme des dalles encastées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, Et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = L_x / L_y$.

➤ $0,4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x P \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)} \\ \mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho) \end{cases}$$

Tableau.VI.8: Calcul des moments de voile périphérique.

combinaison	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μ _x	μ _y	M _{ox} (kn.m)	M _{oy} (kn.m)
ELS	2.63	5.94	0,44	0.1049	0,2500	13,21	3.30

Sens x-x :

$M_t = 0.85M_{0x} = 11.22 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$M_a = 0.5 M_{0x} = 6.60 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Sens y-y :

$M_t = 0.85M_{0y} = 2.808 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$M_a = 0.5 M_{0y} = 1.65 \text{ KN} \cdot \text{m}$

VII.8.5. Calcul du ferrailage :

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9 ; h=18 cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa σ_s=348MPa ; F_{bc}=14,17MPa.

Tableau.VI.9: Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	11.22	1.82	4T10	3.14	25
	y-y	2.808	0.45	4T8	2.01	25
Appuis	x-x	6.60	1.06	4T10	3.14	25
	y-y	1.65	0.26	4T8	2.01	25

▪ **Conditions exigées par le RPA99 :**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

On adopte le ferrailage calculé.

▪ **Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

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

$h=e=20\text{cm}; b=100\text{cm}.$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{2.63}{6} \right) \frac{100.20}{2} = 2.045 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 3,93 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,51 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Non.Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 1.82 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 2.045 \text{ cm}^2 \\ A_y = 0.45 \text{ m}^2 \rangle A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Non.Vérifiée}$$

VI.8.6. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{18.214 \times 2063 \times 5.94}{2 \times 2.63 + 5.94} = 25.4 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 15.96 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 25.4 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{25.4 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.8.7. Vérification à L'ELS :

- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{ser} = 13.49 \text{ Kn / m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1049 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 9.78 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 2.44 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 8.313 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 2,074 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0,5 M_x = 4.89 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_y = 1,22 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau.VI.10: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	8.313	3.14	1.318	15	79.5	201.63	OK
	y-y	2.074	2.01	0.336	15	19.84	201.63	OK
Appuis	x-x	4.89	3.14	0.79	15	46.78	201,63	OK
	y-y	1.22	2.01	0.197	15	11.67	201.63	OK

• **Remarque :**

On adopte le même ferrailage pour le voile périphérique du deuxième et premier sous-sol.

Schéma de ferrailage :

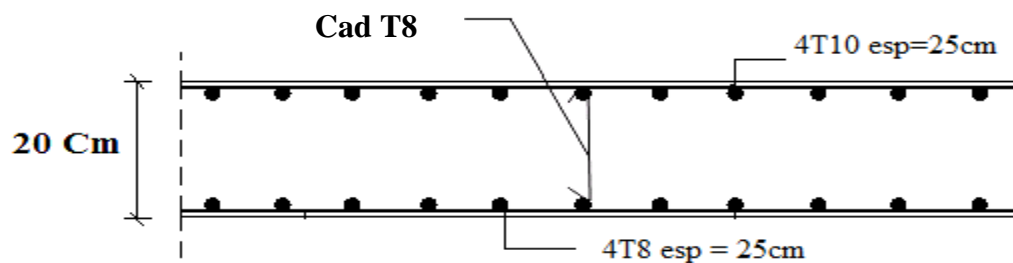


Figure VI-6. Ferrailage du Voile Périphérique

CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel SAP afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Nous sommes par ailleurs convaincus que le travail élaboré n'est qu'une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondies.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.



Les livres :

📖 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

📖 Règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99/version 2003).

📖 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel SAP
- Logiciel EXCEL

ANNEXE

ANNEX A : FEIREILLAGE D'ESCALIERS

A .1. Etude d'escaliers :

- **Détermination des moments fléchissant et les efforts tranchants :**

Tableau A.1: Tableaux des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

	R _D	R _A	Tronçon AB				Tronçon BC				Tronçon CD				
			M _F		T _Y		M _F		T _Y		M _F		T _Y		
			A	B	A	B	B	C	B	C	C	D	C	D	
Sous-sol	37.76	37.30	0	48.92	37.3	16.46	48.9	-38.9	16.46	-23.1	38.9	0	23.1	37.76	
							M ^{max} =59.2								
RDC commerce	41.76	40.6	0	55.9	41.7	19.7	58.9	47.3	19.68	-25.4	42.1	0	25.12	40.65	
							M ^{max} =68.8								
Etage commerce	1^{er}	20.3	21.3	0	17.11	21.3	-2.65					12.5	-4.6	-2.6	20.3
				M ^{max} =17.3											
	2^{eme}	36.3	35.9	0	47.4	35.9	15.3	47.4	40.9	15.3	-20.1	40.9	0	-20.1	-36.2
							M ^{max} =59.2								

Tableau A.2 : Moment max en appui et en travée.

	.Sous-sol	RDC commerce	Etage commerce	
			1 ^{er} type	2 ^{eme} type
M _D	-17.75	-20.64	-8.69	-17.75
M _A	-29.59	-34.39	-5.21	-29.59
M _{BC}	50.31	58.47	14.77	50.3

A .1.1. Le ferrailage :

a) Les armatures longitudinales :

- **Appui D :**

Tableau A.3 : Ferrailage longitudinale sur appui D

	h(cm)	M _D (kn.m)	μ	α	ε _{bc}	σ _{bc}	correction					
							μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	choix	
Sous-sol	16	17.75	0.06	0.077	0.83	9.32	0.09	0.121	13.7	3.4	4T12	
RDC commerce	18	20.64	0.055	0.07	0.75	8.63	0.09	0.119	15.4	3.84	4T12	
Etage commerce	1 ^{er}	13	8.69	0.04	0.057	0.6	7.22	0.08	0.115	11.2	2.23	3T10
	2 ^{eme}	15	17.75	0.068	0.089	0.97	10.4	0.09	0.123	12.83	3.98	4T8

ANNEXE

➤ **En travée :**

Tableau.A.4: Ferrailage longitudinale en travée.

		h(cm)	M(kn.m)	μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	Choix
Sous-sol		16	50.31	0.171	0.236	13.04	11.09	6T16
RDC commerce		18	58.47	0.157	0.215	14.8	11.35	6T16
Etage commerce	1 ^{er}	13	14.77	0.076	0.128	11.11	3.81	5T10
	2 ^{eme}	15	50.3	0.194	0.273	12.02	12.01	6T16

➤ **appui A :**

Tableau A.5 : Ferrailage longitudinale sur appui A.

	h(cm)	M _A (kn.m)	μ	α	ϵ_{bc}	σ_{bc}	correction					
							μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	choix	
Sous-sol	16	29.59	0.101	0.106	1.185	11.81	0.121	0.162	13.4	6.32	6T12	
RDC commerce	18	34.39	0.092	0.096	1.06	11.03	0.092	0.121	15.41	6.41	6T12	
Etage commerce	1 ^{er}	13	5.21	0.027	0.034	0.35	4.52	0.084	0.110	11.18	1.33	3T8
	2 ^{eme}	15	29.59	0.114	0.151	1.77	13.97	0.116	0.154	12.66	6.69	6T12

b) Les armatures de répartition :

Tableau A.6: Les armatures de répartitions.

		appui		Travée	
		Choix	Ar	Choix	Ar
Sous-sol		3T12	3.39	5T12	5.65
RDC commerce		3T12	3.39	5T12	5.65
Etage commerce	1 ^{er} type	4T6	1.13	5T6	1.41
	2 ^{eme} type	4T10	3.14	4T12	4.52

A.1.2.Vérification à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL 91 Art 4.21) :

Tableau A.7 : Vérification de C.N.F.

	A _s ^{min}	Appui D		Appui A		travé	
Sous-sol	1.738	4.52	C.V	6.79	C.V	12.06	C.V
RDC commerce	1.956	4.52	C.V	6.79	C.V	12.06	C.V

ANNEXE

Etage commerce	1 ^{er}	1.41	2.36	C.V	1.51	C.V	3.93	C.V
	2 ^{eme}	1.738	4.02	C.V	6.79	C.V	12.06	C.V

2. Répartition des barres :

Tableau A.8: Espacement des barres.

		Armature longitudinale						Armature de réparation S _t < 45cm	
		Appui D		Travée		Appui A			
		S _t < 33cm		S _t < 33cm		S _t < 33cm			
Sous-sol		25	C.V	16.67	C.V	16.67	C.V	25	C.V
RDC commerce		25	C.V	16.67	C.V	16.67	C.V	25	C.V
Etage commerce	1 ^{er}	33	C.V	20	C.V	33	C.V	25	C.V
	2 ^{eme}	12.5	C.V	16.67	C.V	16.67	C.V	16.67	C.V

3. Vérification de la condition d'adhérence et entraînement aux appuis : (BAEL Art 61.3)

Tableau A.9: Condition d'adhérence et entraînement aux appuis.

		T _{max}	τ _{se adm}	∑ u _i	τ _{se}	τ _{se} ≤ τ _{se^{adm}}
Sous-sol		37.76	3.15	15.7	1.85	C.V
RDC commerce		41.76	3.15	15.7	1.82	C.V
Etage commerce	1 ^{er}	21.34	3.15	15.7	1.12	C.V
	2 ^{eme}	36.28	3.15	15.7	1.9	C.V

4. Vérification des efforts tranchant : (BAEL91.Art A5.52) :

Tableau A.10: Vérification de l'effort tranchant.

		T _{max}	τ _u	τ _u	τ _u < τ _u
Sous-sol		37.76	2.5	0.262	C.V
RDC commerce		41.76	2.5	0.257	C.V
Etage commerce	1 ^{er}	21.34	2.5	0.182	C.V
	2 ^{eme}	36.28	2.5	0.415	C.V

ANNEXE

➤ **Vérification des armatures transversales :**

Tableau A.11: Vérification des armatures transversale

	Sous-sol	RDC commerce	Etage commerce	
			1 ^{er} type	2 ^{eme} type
τ [Mpa]	0.435	0.257	0.158	0.268
$0.05f_{c28}$	C.V	C.V	C.V	C.V

A .1.3.Vérification à l'ELS :

➤ **Sollicitations :**

Tableau A.12: moment max en appui et en travée.

	Sous-sol	RDC commerce	Etage commerce	
			1 ^{er} type	2 ^{eme} type
M_D	-12.68	-14.436	3.84	-12.78
M_A	-21.14	-24.06	-6.412	-21.3
M_{BC}	35.94	40.902	10.9	36.22

➤ **Contrainte dans le béton :**

Tableau A.13: vérifier l'état limite de compression du béton

	En travée					En appui				
	A_s (cm ²)	x (cm)	I (cm ⁴)	M_{BC}	σ_{bc}	A_s (cm ²)	x (cm)	I (cm ⁴)	M_{BC}	σ_{bc}
Sous-sol	12.06	5.63	14970.1	35.94	13.52	6.79	4.49	13019.7	-21.14	10.34
RDC commerce	12.06	6.057	26018.2	40.902	9.52	6.79	4.84	16923.1	24.06	6.88
Etage commerce	1 ^{er}	3.14	4460.28	10.9	7.04	2.01	2.37	3068.3	6.41	4.95
	2 ^{eme}	9.24	4.88	14172.4	36.22	12.47	5.65	9781.9	-21.3	8.73

ANNEXE

a) Vérification de la flèche :

Tableau A.14: vérification de la flèche.

		$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$		$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_o}$	
Sous-sol		0.036	0.062	0.00031	0.0084	0.036	0.1
RDC commerce		0.037	0.062	0.00027	0.0084	0.037	0.1
Etage commerce	1^{er}	0.039	0.062	0.00023	0.0084	0.036	0.1
	2^{eme}	0.025	0.062	0.00068	0.0084	0.025	0.1
		C.N.V		C.V		C.N.V	

➤ La flèche

Tableau A.15 : calcul de la flèche.

		M _{ser} (kn.m)	L(m)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _v	σ _s	I _{fv}	I _{fi}	f	f̄
Sous-sol		35.94	6.1	41542.9	0.0008	10.03	241.36	36161.5	5489.98	4.1	6.6
Les étages habitat		18.21	4.4	6864.7	0.00033	2.5	328.15	3639.2	254.81	3.47	8.2
RDC commerce		40.91	6.1	57977.8	0.00074	11.29	242.26	5189.2	6626.39	4.3	6.6
Etage commerce	1^{er}	10.9	3.33	19581.9	0.00026	3.13	323.31	10435.1	512.54	6.2	6.6
	2^{eme}	36.22	6.0	33114.6	0.0068	1.21	330.44	20104.9	11913.90	2.5	6.5

A .2.Poutre palière :

1. Pré dimensionnement :

Tableau A.16: redimensionnement de la poutre palier + charge

				Les charges						
		L(m)	h(m)	b(m)	p.p	R ^{ELU}	R ^{ELS}	q _{mur}	q _u	q _s
Sous-sol		451	40	25	2.5	37.76	27.04	1.84	43.62	31.38
RDC commerce		483	40	25	2.5	41.76	30..09	1.84	47.62	35.72
Etage commerce	1^{er}	3.48	30	20	1.5	21.34	15.52	9.98	21.62	17.61
	2^{eme}	426	35	20	1.75	36.28	26.05	9.98	24.35	20.25

2. L'état limite ultime :

Tableau A.17: calcul des moments fléchissant + l'effort tranchant

		R _A = R _B	M ₀ (kn.m)	M _A = M _B	M _{AB}
Sous-sol		97.92	109.92	-32.97	93.432
RDC commerce		115	138.86	-41.65	118.03
Etage commerce	1^{er}	37.61	32.73	-16.36	27.82
	2^{eme}	51.86	55.23	-27.62	46.94

ANNEXE

3. Ferraillage :

➤ En travée :

Tableau A.18:ferraillage longitudinale en travée

	h(cm)	b(cm)	M _{ab} (kn)	μ	A	Z(cm)	A _s (cm ²)	Choix	
Sous-sol	40	25	93.43	0.203	0.229	327.02	8.31	6T14	
RDC commerce	40	25	118.03	0.257	0.378	305.56	11.10	6T16	
Etage commerce	1 ^{er}	30	25	27.82	0.134	0.180	250.56	3.19	3T12
	2 ^{eme}	35	20	46.94	0.167	0.230	286.02	4.71	6T10

➤ En appui :

Tableau A.19:ferraillage longitudinale sur appui

	h(cm)	b(cm)	M(kn)	μ	α	ε _{bc}	σ _{bc}	correction					
								μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	choix	
Sous-sol	40	25	-32.97	0.072	0.093	1.025	10.8	0.094	0.124	342.14	2.77	3T12	
RDC commerce	40	25	-41.65	0.09	0.118	1.33	12.57	0.102	0.135	340.56	3.51	4T12	
Etage commerce	1 ^{er}	30	25	-16.36	0.079	0.103	1.15	11.6	0.097	0.128	256.18	1.83	4T8
	2 ^{eme}	35	20	27.62	0.098	0.129	1.48	13.2	0.105	0.139	297.49	2.66	4T10

A.2.1 Vérification à l'ELU :

1. Condition de l'effort tranchant (BAEL91 ArtA522) :

Tableau A.20:vérification de l'effort tranchant

	T _{max}	$\bar{\tau}_u$	τ _u	τ _u < $\bar{\tau}_u$	
Sous-sol	97.92	1.088	2.5	C.V	
RDC commerce	115	1.27	2.5	C.V	
Etage commerce	1 ^{er}	37.61	0.63	2.5	C.V
	2 ^{eme}	51.86	0.82	2.5	C.V

2. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Tableau A.21:influence de l'effort tranchant

	Influence armature longitudinale			Influence sur béton	
	T _{max} (KN)	A _s (cm ²)	A _u (cm ²)	La loi	La loi
Sous-sol	97.92	3.39	2.81	C.V	540 C.V

ANNEXE

RDC commerce		115	4.52	3.3	C.V	540	C.V
Etage commerce	1^{er}	37.61	2.01	1.08	C.V	324	C.V
	2^{eme}	51.86	3.14	1.49	C.V	378	C.V

3. Vérification de la condition d'adhérence et entraînement aux appuis :(BAEL Art 61.3)

Tableau A.22 : condition d'adhérence et entraînement aux appuis

		T_{max}	τ_{se}^{adm}	$\sum u_i$	τ_{se}	$\tau_{se} < \tau_{se}^{adm}$
Sous-sol		97.92	3.15	11.30	2.67	C.V
RDC commerce		115	3.15	11.3	3.14	C.V
Etage commerce	1^{er}	37.61	3.15	11.3	1.36	C.V
	2^{eme}	51.86	3.15	11.3	1.62	C.V

A.2.2. Vérification à L'E.L.S :

➤ **Vérification de la flèche :**

Tableau A.23 : vérifier de la flèche

		$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$		$\frac{A_s}{b \cdot d} > \frac{4.2}{f_e}$		$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot Mo}$	
Sous-sol		0.089	0.0625	0.0102	0.0105	0.087	0.05
RDC commerce		0.082	0.0625	0.0134	0.0105	0.082	0.05
Etage commerce	1^{er}	0.086	0.0625	0.005	0.0105	0.086	0.05
	2^{eme}	0.082	0.0625	0.004	0.0105	0.082	0.05

ANNEXE

ANNEX B: FEIRREILLAGE DES voile

B.1.Voile x2 :

Tableau. B.1:Calcul des armatures verticales de vx2.

Hauteurs(m)	maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/B (%)	choix	A_s adopté (cm ²)
0-4.08 m	1	0.08	4.43	0.35	8.75	1.09	2*5T12	11.3
	2	0.08	8.27	0.66	16.5	2.06	2*3T20	18.84
	3	0.08	13.53	1.08	27	3.37	2*5T20	31.42
4,08–8.16	1	0.08	3.14	0.25	6.25	0.78	2*5T10	7.86
	2	0.08	2.85	0.228	5.7	0.71	2*3T12	6.78
	3	0.08	2.88	0.230	5.75	0.71	2*5T10	7.86
21.08–24.31	1	0.08	1.98	0.158	3.95	0.49	2*5T10	7.86
	2	0.08	2.62	0.209	5.22	0.65	2*3T12	6.78
	3	0.08	3.26	0.260	6.5	0.81	2*5T10	6.5
27.54–30.77	1	0.08	1.49	0.119	2.97	0.37	2*5T10	7.86
	2	0.08	2.53	0.202	5.05	0.63	2*3T12	6.78
	3	0.08	3.47	0.277	6.92	0.86	2*5T10	7.86
30.77–34	1	0.08	0.7	0.056	1.4	0.175	2*3T10	4.72
	2	0.08	1.59	0.127	3.17	0.39	2*3T10	4.72
	3	0.08	2.7	0.21	5.25	0.65	2*5HA10	7.86

B.1.1.Armature de joint de bétonnage :

Tableau. B.2 : Calcul des armatures de joint de bétonnage de vx2.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_{vj}	15.09	3.38	11.05	8.56	8.56
Le choix	2*5T14	2*3T10	2*5T12	2*3T14	2*3T14

ANNEXE

A_{vj} adopté	15.4	4.72	11.3	9.24	9.24
---------------------------------	------	------	------	------	------

B.1.2. Armature horizontale :

Tableau .B.3: Calcul des armatures horizontales de vx2.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_h	18	4.16	11.77	9.12	9.12
Le choix	2*5T16	2*3T10	2*3T16	2*3T14	2*3T14
A_h adopté	20.1	4.72	12.06	9.24	9.24

B.2. Voile x3 :

Tableau. B.4: Calcul des armatures verticales de vx3.

Hauteurs(m)	maille	S _i (m ²)	σ _{moy} (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	As/B (%)	choix	A _s adopté (cm ²)
0-4.08 m	1	0.08	4.532	0.362	9.05	1.13	2*5T12	11.3
	2	0.08	2.279	0.182	4.55	0.56	2*3T10	4.72
	3	0.08	7.017	0.561	14.03	1.75	2*5T14	15.4
4,08-8.16	1	0.08	5.167	0.413	10.33	1.29	2*5T12	11.3
	2	0.08	4.737	0.378	9.45	0.93	2*3T16	12.06
	3	0.08	5.089	0.406	10.15	1.27	2*5T12	11.3
21.08-24.31	1	0.08	2.174	0.174	4.35	0.54	2*3T10	4.72
	2	0.08	2.574	0.206	5.15	0.64	2*3T12	6.78
	3	0.08	3.022	0.242	6.05	0.75	2*5T10	7.86
27.54-	1	0.08	1.734	0.138	3.45	0.43	2*3T10	4.72

ANNEXE

30.77	2	0.08	0.172	0.172	4.3	0.53	2*3T10	4.72
	3	0.08	3.029	0.242	6.05	0.75	2*5T10	7.86
30.77-34	1	0.08	0.980	0.078	1.96	0.25	2*2T10	3.14
	2	0.08	1.287	0.103	2.57	0.32	2*3T10	4.72
	3	0.08	1.819	0.145	3.62	0.45	2*3T10	4.72

B.2.1. Armature de joint de bétonnage :

Tableau. B.5: Calcul des armatures de joint de bétonnage de vx3.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_{vj}	14.85	11.47	8.33	8.56	4.18
Le choix	2*5T14	2*3T16	2*3T14	2*3T12	2*3T10
A_{vj} adopté	15.4	12.06	9.24	6.78	4.72

B.2.2. Armature horizontale :

Tableau. B.6: Calcul des armatures horizontales de vx3.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_h	16.95	13.09	9.51	6.18	3.51
Le choix	2*3T20	2*5T14	2*5T12	2*3T12	2*3T10
A_h adopté	18.84	15.4	11.3	6.78	4.72

ANNEXE

B.3 .Voile x4

Tableau. B.7:Calcul des armatures verticales de vx4.

Hauteurs(m)	maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	choix	A_s adopté (cm ²)
0-4.08 m	1	0.08	6.078	0.486	12.15	1.518	2*5T14	15.4
	2	0.08	6.531	0.522	13.05	1.63	2*3T20	18.84
	3	0.08	10.746	0.848	21.2	2.65	2*4T20	25.14
4,08-8.16	1	0.08	4.185	0.335	8.37	1.04	2*5T12	11.3
	2	0.08	3.603	0.288	7.2	0.901	2*3T14	9.24
	3	0.08	4.582	0.366	9.15	1.14	2*5T12	11.3
21.08-24.31	1	0.08	3.509	0.281	7.02	0.87	2*5T10	7.86
	2	0.08	3.155	0.252	6.31	0.78	2*3T12	6.78
	3	0.08	3.719	0.297	7.44	0.93	2*5T10	7.86
27.54-30.77	1	0.08	2.881	0.230	5.75	0.71	2*5T10	7.86
	2	0.08	2.832	0.226	5.65	0.71	2*3T12	6.78
	3	0.08	3.725	0.298	7.45	0.93	2*5T10	7.86
30.77-34	1	0.08	1.996	0.159	3.98	0.49	2*5T10	7.86
	2	0.08	1.237	0.098	2.45	0.31	2*3T10	4.72
	3	0.08	2.916	0.233	5.83	0.73	2*5T10	7.86

ANNEXE

B.3.1. Armature de joint de bétonnage :

Tableau. B.8: Calcul des armatures de joint de bétonnage de vx4.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_{vj}	13	9.71	9.33	7.41	6.61
Le choix	2*6T12	2*5T12	2*5T12	2*5T10	2*3T12
A_{vj} adopté	13.58	11.3	11.3	7.86	6.78

B.3.2 .Armature horizontale :

Tableau. B.9: Calcul des armatures horizontales de vx4.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_h	14.83	11.08	10.66	8.46	7.55
Le choix	2*5T14	2*5T12	2*5T12	2*3T14	2*5T10
A_h adopté	15.4	11.3	11.3	9.24	7.86

B.4. Voiles-y 2

Tableau. B.10: Calcul des armatures verticales de Vy2.

Hauteurs(m)	maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	choix	A_s adopté (cm ²)
0-4.08 m	1	0.08	1.87	0.150	3.75	0.46	2*2T12	4.52
	2	0.08	1.61	0.128	3.2	0.4	2*2T12	4.52
	3	0.08	7.25	0.58	14.5	1.81	2*5T14	15.4
4,08–8.16	1	0.08	0.92	0.073	1.82	0.22	2*2T10	3.14
	2	0.08	1	0.08	2	0.25	2*2T10	3.14
	3	0.08	6.69	0.535	13.37	1.67	2*5T14	15.4
21.08–24.31	1	0.08	1	0.08	2	0.25	2*2T10	3.14

ANNEXE

	2	0.08	7.5	0.6	15	1.87	2*3T20	18.84
	3	0.08	6.23	0.498	12.45	1.55	2*5T14	15.40
	27.54-30.77	1	0.08	1.08	0.086	2.15	0.26	2*2T10
	2	0.08	1.68	0.134	3.35	0.41	2*3T10	4.72
	3	0.08	4.44	0.355	8.87	1.10	2*5T12	11.3
	30.77-34	1	0.08	1.91	0.153	3.82	0.47	2*3T10
	2	0.08	2.23	0.178	4.45	0.55	2*3T10	4.72
	3	0.08	3.29	0.263	6.57	0.82	2*5T10	7.86

B.4.1 Armature de joint de bétonnage :

Tableau. B.11: Calcul des armatures de joint de bétonnage de Vy2.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_{vj}	11.45	13.12	7.54	3.54	10.16
Le choix	2*3T16	2*5T14	2*5T10	2*3T10	2*5T12
A_{vj} adopté	12.06	15.4	7.86	4.72	11.3

B.4.2 Armature horizontale :

Tableau. B.12: Calcul des armatures horizontales de Vy2.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_h	12.2	13.97	15	5.91	10.82
Le choix	2*4T14	2*5T14	2*5T14	2*4T10	2*5T12
A_h adopté	12.32	15.4	15.4	6.28	11.3

ANNEXE

B.5.Voiles-v 3

Tableau. B.13:Calcul des armatures verticales de Vy3.

Hauteurs(m)	maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	choix	A_s adopté (cm ²)
0-4.08 m	1	0.08	6.8	0.544	13.6	1.7	2*5T14	15.4
	2	0.08	2.58	0.206	5.15	0.64	2*3T12	6.78
	3	0.08	1.49	0.119	2.97	0.37	2*2T10	3.14
4.08-8.16	1	0.08	6.99	0.559	13.97	1.74	2*7T14	15.4
	2	0.08	2.6	0.208	5.2	0.65	2*3T12	6.78
	3	0.08	1.02	0.0816	2.04	0.25	2*2T10	3.14
21.08-24.31	1	0.08	4.53	0.362	9.05	1.13	2*5T12	11.3
	2	0.08	2.8	0.224	5.6	0.7	2*3T12	6.28
	3	0.08	2.4	0.192	4.8	0.6	2*5T10	7.86
27.54-30.77	1	0.08	2.69	0.215	5.37	0.67	2*5T10	7.86
	2	0.08	1.9	0.152	3.8	0.47	2*3T10	4.72
	3	0.08	1.1	0.088	2.2	0.27	2*2T10	3.14
30.77-34	1	0.08	1.14	0.0912	2.28	0.28	2*2T10	3.14
	2	0.08	1.9	0.152	3.8	0.47	2*3T10	4.72
	3	0.08	1.8	0.144	3.6	0.45	2*2T10	3.14

ANNEXE

B.5.1 .Armature de joint de bétonnage :

Tableau. B.14:Calcul des armatures de joint de bétonnage de Vy3.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_{vj}	11.39	13.21	8.9	4.98	2.12
Le choix	2*4T14	2*5T14	2*5T12	2*4T10	2*2T10
A_{vj} adopté	12.32	15.4	11.3	6.28	3.14

B.5.2 .Armature horizontale :

Tableau. B.15:Calcul des armatures horizontales de Vy3.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_h	12.14	14.07	9.48	5.31	2.53
Le choix	2*4T14	2*5T14	2*5T12	2*4T10	2*2T10
A_h adopté	12.32	15.4	11.3	6.28	3.14

B.6 .Voile-y 4

Tableau. B.16:Calcul des armatures verticales de Vy4.

Hauteurs(m)	maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	choix	A_s adopté (cm ²)
0-4.08 m	1	0.08	6.877	0.55	13.75	1.71	2*5T14	15.4
	2	0.08	5.827	0.466	11.65	1.45	2*3T16	12.06
	3	0.08	10.241	0.819	20.47	2.55	2*4T20	25.14
4,08-8.16	1	0.08	4.862	0.388	9.7	1.21	2*5T12	11.3
	2	0.08	4.2	0.336	8.4	1.05	2*3T14	9.24
	3	0.08	3.410	0.273	6.82	0.85	2*5T10	7.86

ANNEXE

21.08– 24.31	1	0.08	2.338	0.187	4.67	0.58	2*5T10	7.86
	2	0.08	3.037	0.243	6.074	0.75	2*3T12	6.78
	3	0.08	3.723	0.297	7.43	0.93	2*5T10	7.86
27.54– 30.77	1	0.08	1.431	0.114	2.85	0.35	2*5T10	7.86
	2	0.08	2.481	0.198	4.95	0.62	2*3T12	6.78
	3	0.08	3.428	0.274	6.85	0.85	2*5T10	7.86
30.77–34	1	0.08	0.850	0.068	1.7	0.21	2*2T10	3.14
	2	0.08	1.567	0.125	3.13	0.39	2*3T10	4.72
	3	0.08	2.408	0.192	4.8	0.60	2*5T10	7.86

B.6.1 Armature de joint de bétonnage :

Tableau. B.17: Calcul des armatures de joint de bétonnage de Vy4.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_{vj}	15.56	15.43	12.07	5.42	4.98
Le choix	2*4T16	2*5T14	2*4T14	2*4T10	2*4T10
A_{vj} adopté	16.08	15.4	12.32	6.28	6.28

B.6.2 Armature horizontale :

Tableau. B.18: Calcul des armatures horizontales de Vy4.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_h	17.76	17.61	9.18	6.18	5.69
Le choix	2*5HA16	2*5HA16	2*5HA12	2*3HA12	2*3HA12
A_h adopté	20.1	20.1	11.3	6.78	6.78

ANNEXE

B.7 .Voiles-y 5 :

Tableau. B.19:Calcul des armatures verticales de Vy5.

Hauteurs(m)	maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	choix	A_s adopté (cm ²)
0-4.08 m	1	0.08	7.093	0.56	14	1.75	2*5T14	15.4
	2	0.08	4.394	0.351	8.77	1.09	2* 3HA14	9.24
	3	0.08	15.318	1.225	30.62	3.82	2*5T20	31.42
4,08–8.16	1	0.08	4.908	0.392	9.8	1.22	2*5T12	11.3
	2	0.08	6.496	0.519	12.97	1.62	2*3T20	18.84
	3	0.08	11.933	0.954	23.85	2.98	2*5T20	31.42
21.08– 24.31	1	0.08	4.649	0.372	9.3	1.15	2*5T12	11.3
	2	0.08	4.1	0.334	8.35	1.04	2*3T14	9.24
	3	0.08	8.699	0.696	17.4	2.17	2*5T16	20.10
27.54– 30.77	1	0.08	3.860	0.308	7.7	0.96	2*5T10	7.86
	2	0.08	3.497	0.279	6.97	0.83	2*3T14	9.24
	3	0.08	8.256	0.66	16.5	2.06	2*5T16	20.1
30.77–34	1	0.08	2.314	0.185	4.6	0.57	2*5T10	7.86
	2	0.08	2.33	0.186	4.65	0.58	2*3T10	4.72
	3	0.08	5.153	0.412	10.3	1.28	2*5T12	11.3

ANNEXE

B.7.1 Armature de joint de bétonnage :

Tableau. B.20:Calcul des armatures de joint de bétonnage de Vy5.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_{vj}	26.4	10.6	10.28	6	4.75
Le choix	2*3T25	2*5T12	2*5T12	2*5T10	2*3T10
A_{vj} adopté	13.58	11.3	11.3	7.86	6.78

B.7.2.Armature horizontale :

Tableau. B.21:Calcul des armatures horizontales de Vy5.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_h	28.17	15.9	15.65	11.01	6.86
Le choix	2*3T25	2*4T16	2*4T16	2*5T12	2*5T10
A_h adopté	15.4	11.3	11.3	9.24	7.86

B.8 .Voiles-v 6 :

Tableau. B.22:Calcul des armatures verticales de Vy6.

Hauteurs(m)	maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	choix	A_s adopté (cm ²)
0-4.08 m	1	0.08	8.057	0.644	16.1	2.01	2*5T16	20.1
	2	0.08	7.987	0.638	15.95	1.99	2*3T20	18.84
	3	0.08	11.056	0.884	22.1	2.76	2*4T20	25.14

ANNEXE

4,08–8.16	1	0.08	5.84	0.467	11.67	1.45	2*5T14	15.4
	2	0.08	4.475	0.358	8.95	1.11	2*3T14	9.24
	3	0.08	10.98	0.878	21.96	2.74	2*4T20	25.14
21.08–24.31	1	0.08	4.146	0.332	8.3	1.03	2*5T12	11.3
	2	0.08	4.488	0.359	8.97	1.12	2*3T14	9.24
	3	0.08	8.55	0.684	17.1	2.13	2*5T16	20.10
27.54–30.77	1	0.08	2.954	0.236	5.9	0.73	2* 5T10	7.86
	2	0.08	3.782	0.302	7.55	0.94	2*3T14	9.24
	3	0.08	6.663	0.533	13.32	1.66	2*5T14	15.4
30.77–34	1	0.08	2.051	0.172	4.3	0.53	2*5T10	7.86
	2	0.08	2.876	0.23	5.75	0.69	2*3T12	6.78
	3	0.08	3.371	0.269	6.73	0.84	2*5T10	7.86

B.8.1 Armature de joint de bétonnage :

Tableau. B.23: Calcul des armatures de joint de bétonnage de Vy6.

	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_{vj}	21.75	12.28	10.37	7.21	5.01
Le choix	2*4T20	2*5T14	2*5T12	2*5T10	2*3T12
A_{vj} adopté	16.08	15.4	11.3	7.86	6.78

ANNEXE

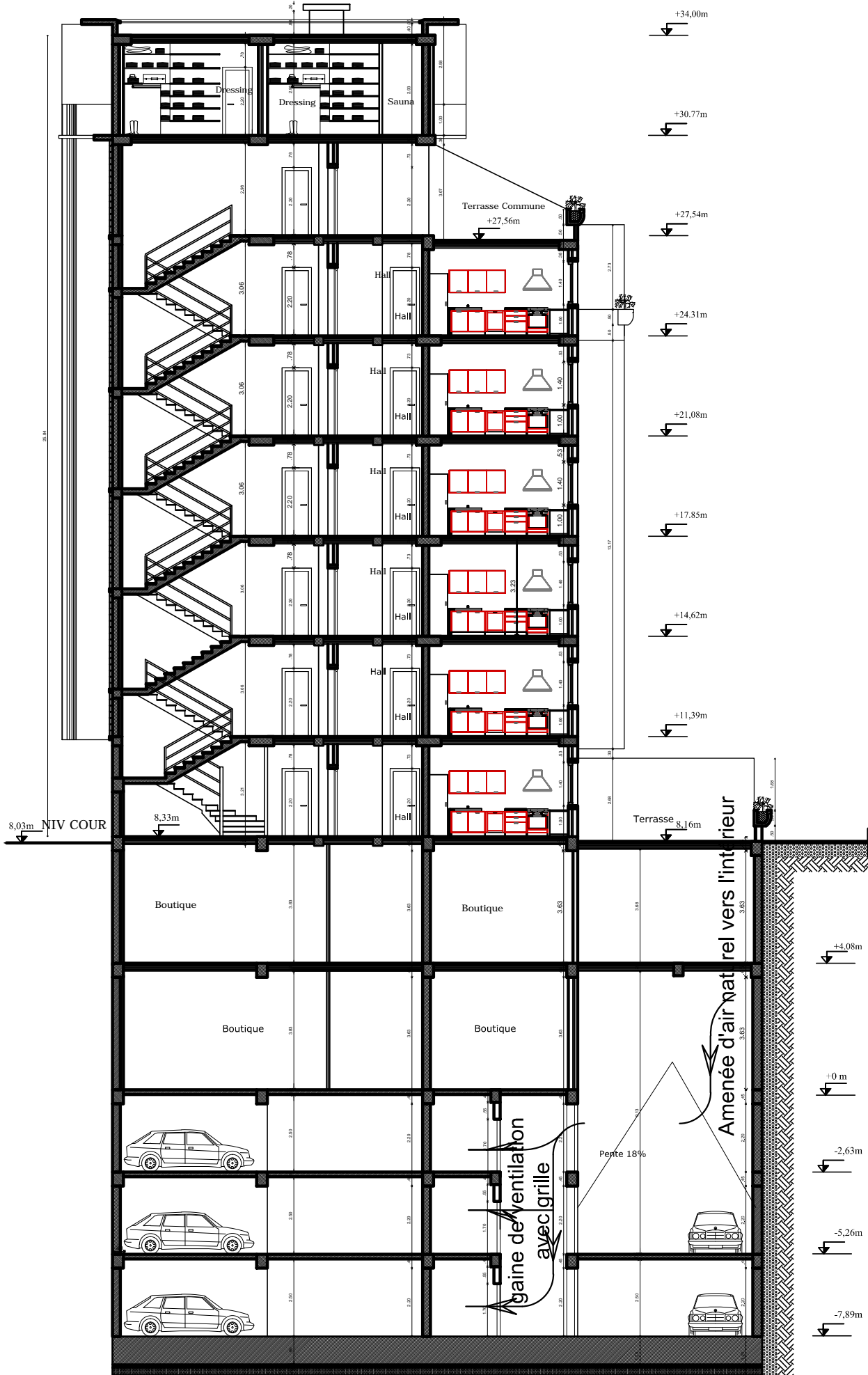
B.8.2.Armature horizontale :

Tableau. B.24:Calcul des armatures horizontales de Vy6.

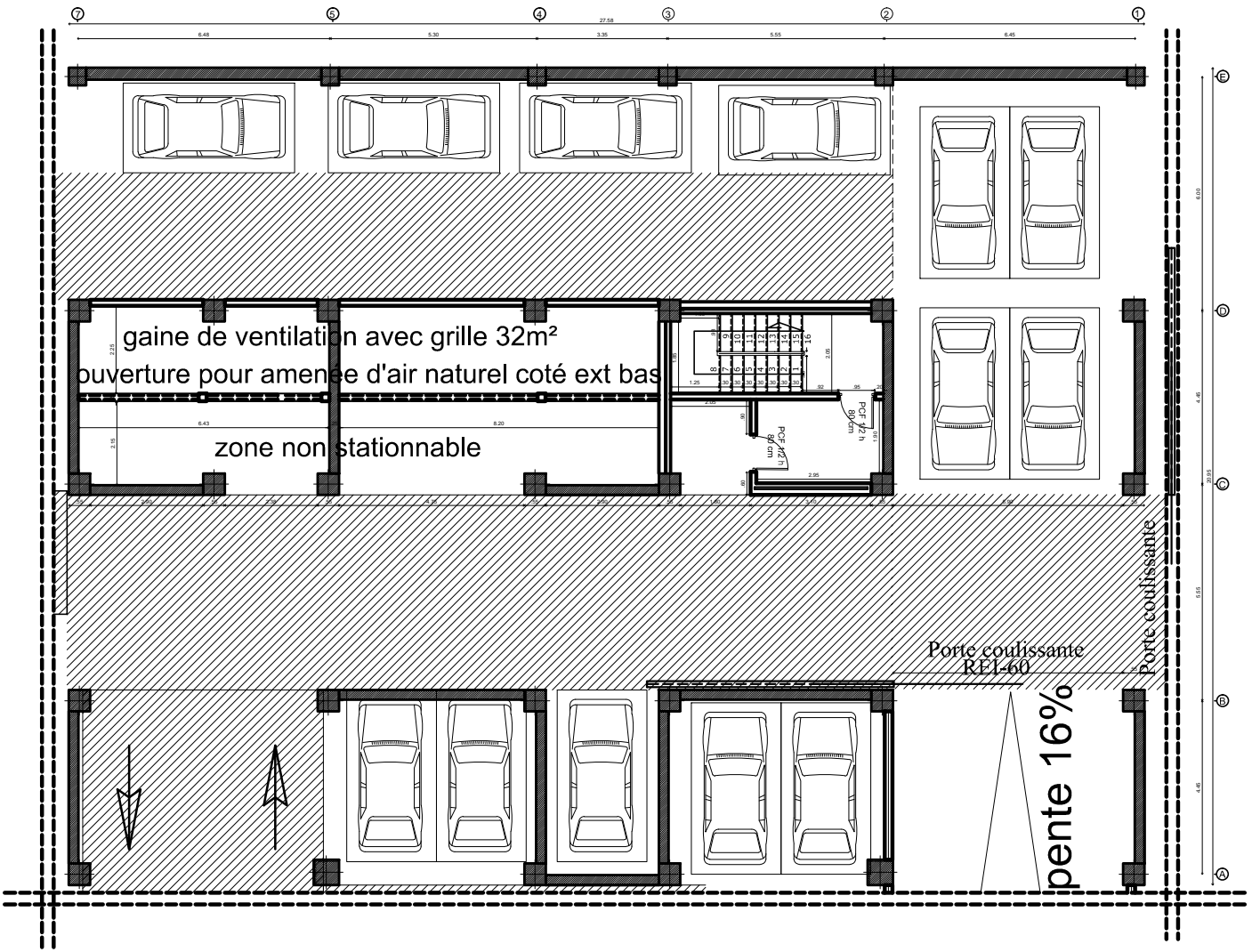
	0-4.08	4.08-8.16	21.08-24.31	27.54-30.77	30.77-34
A_h	31.11	14.64	11.84	8.88	5.72
Le choix	2*5T20	2*5T14	2*3T16	2*3T14	2*3T12
A_h adopté	31.42	15.4	12.06	9.24	6.78



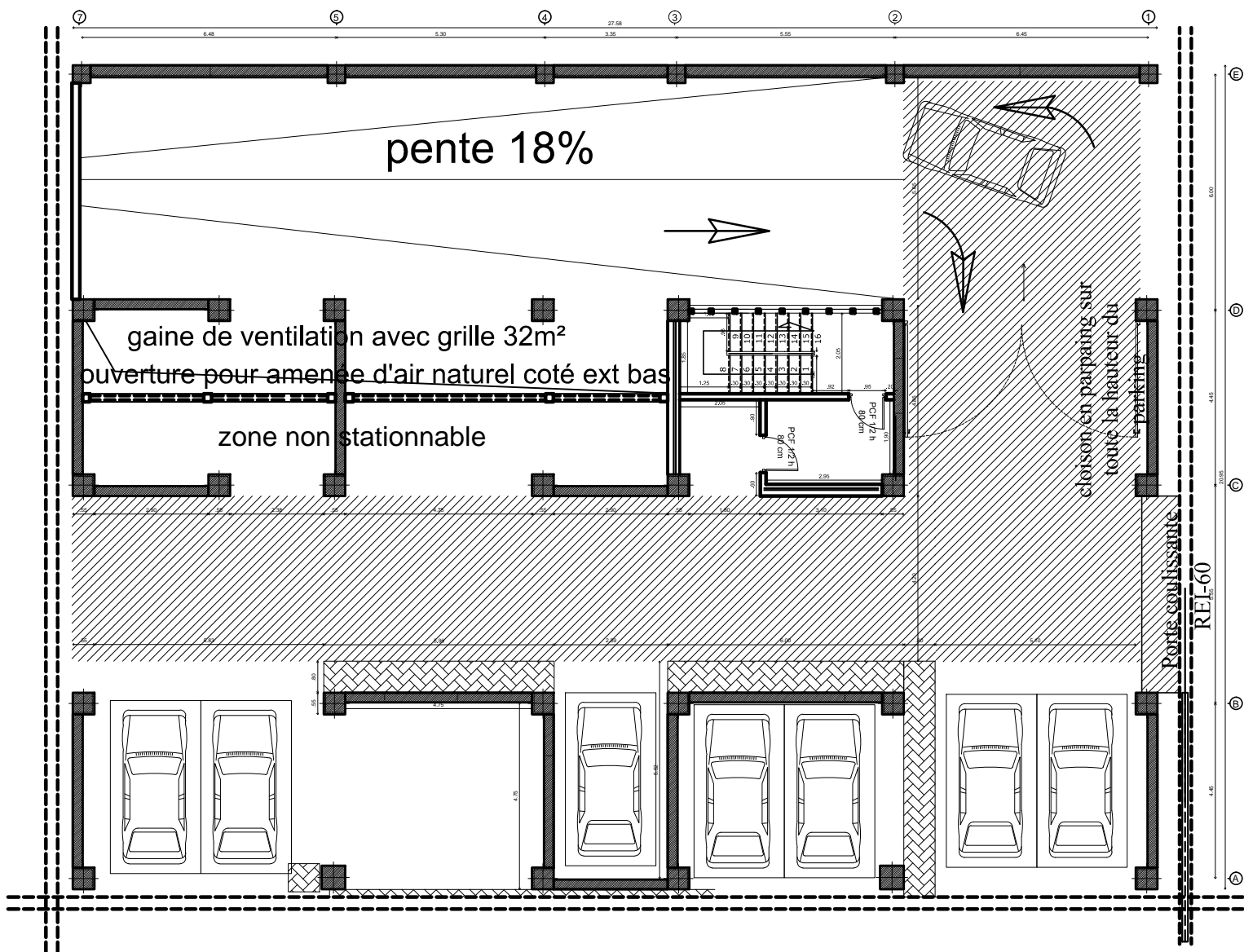
façade postérieure



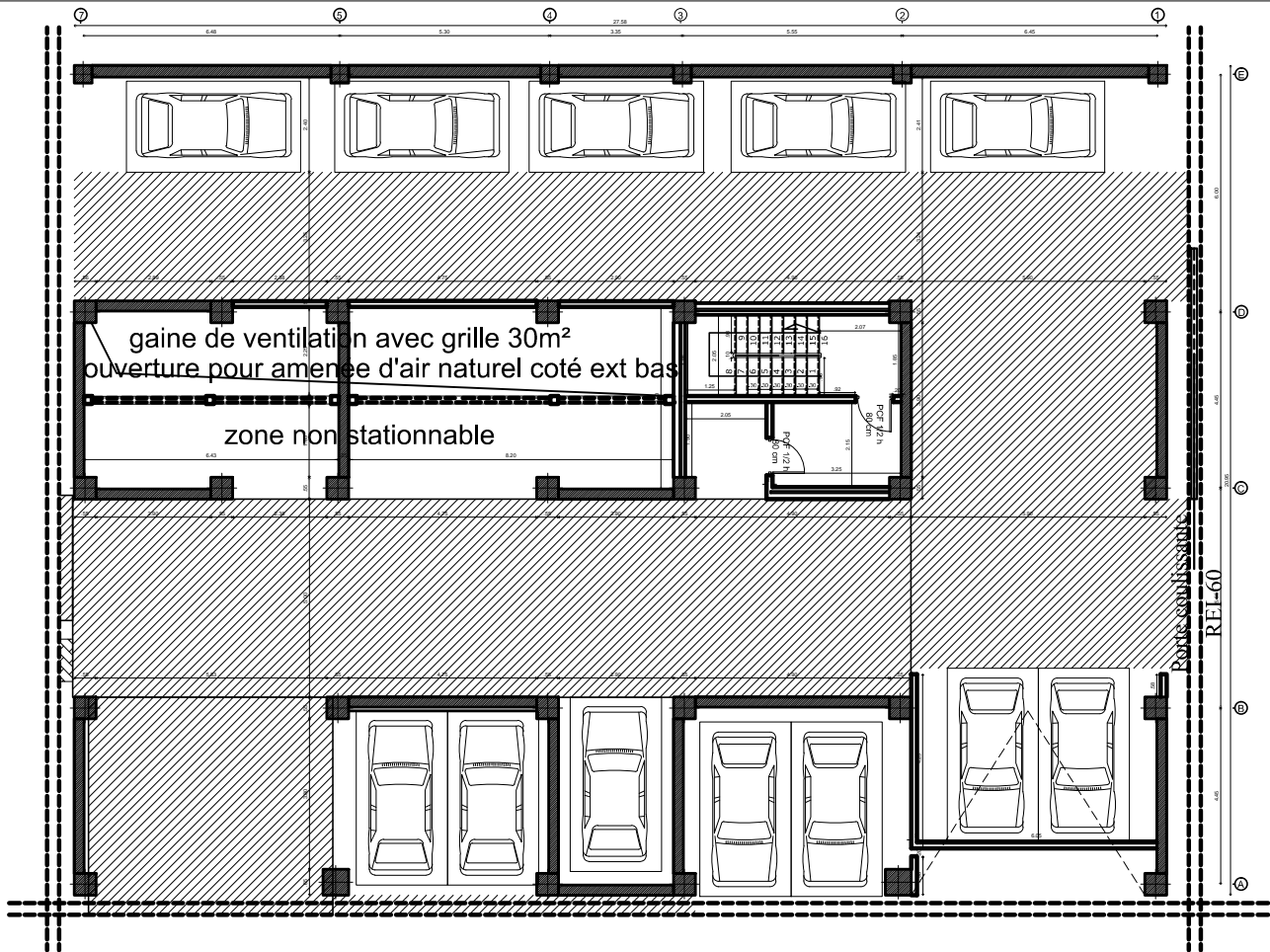
Coupe A-A



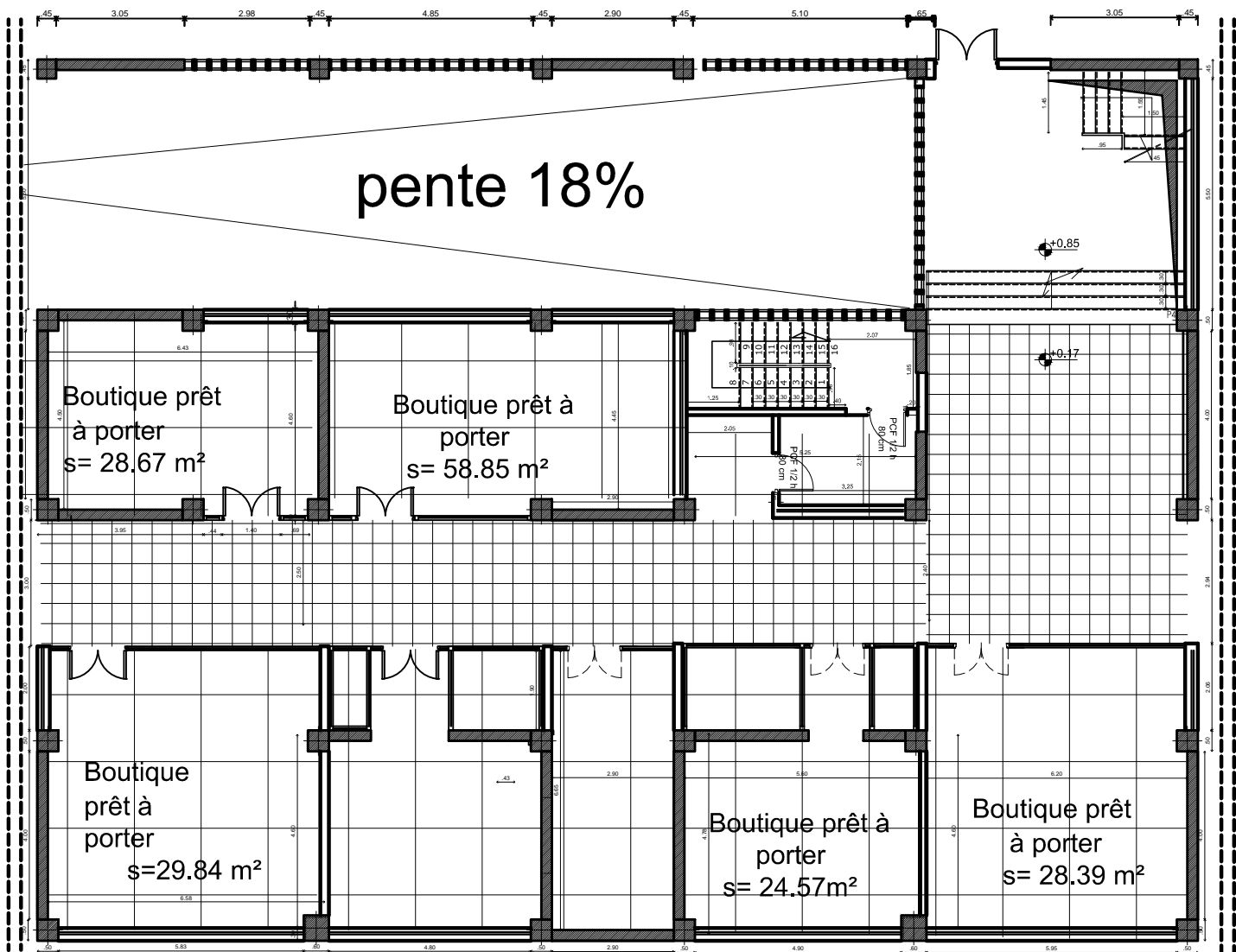
PARKING SOUS SOL
NIV -5.26



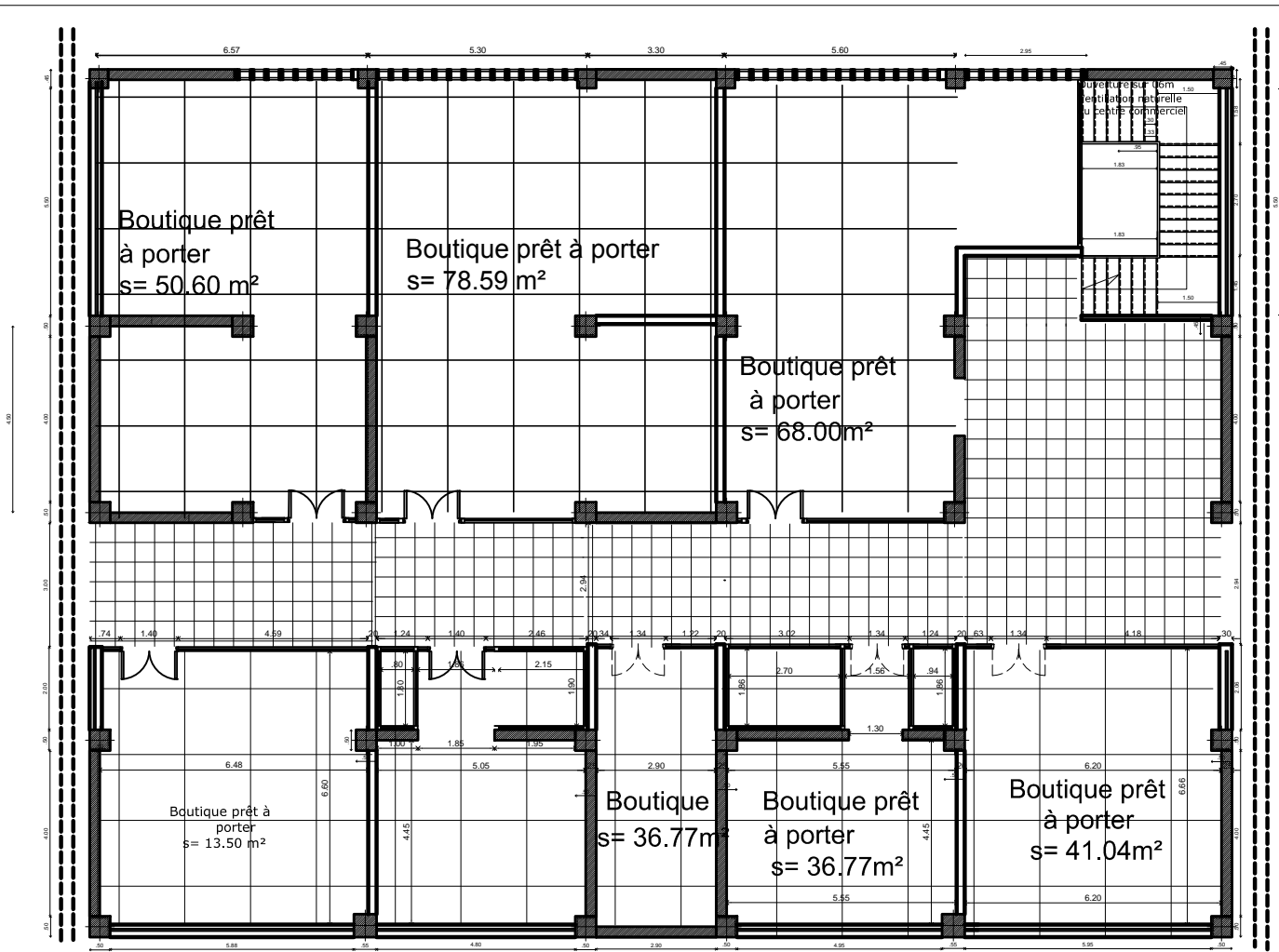
PARKING SOUS SOL
NIV -2.63



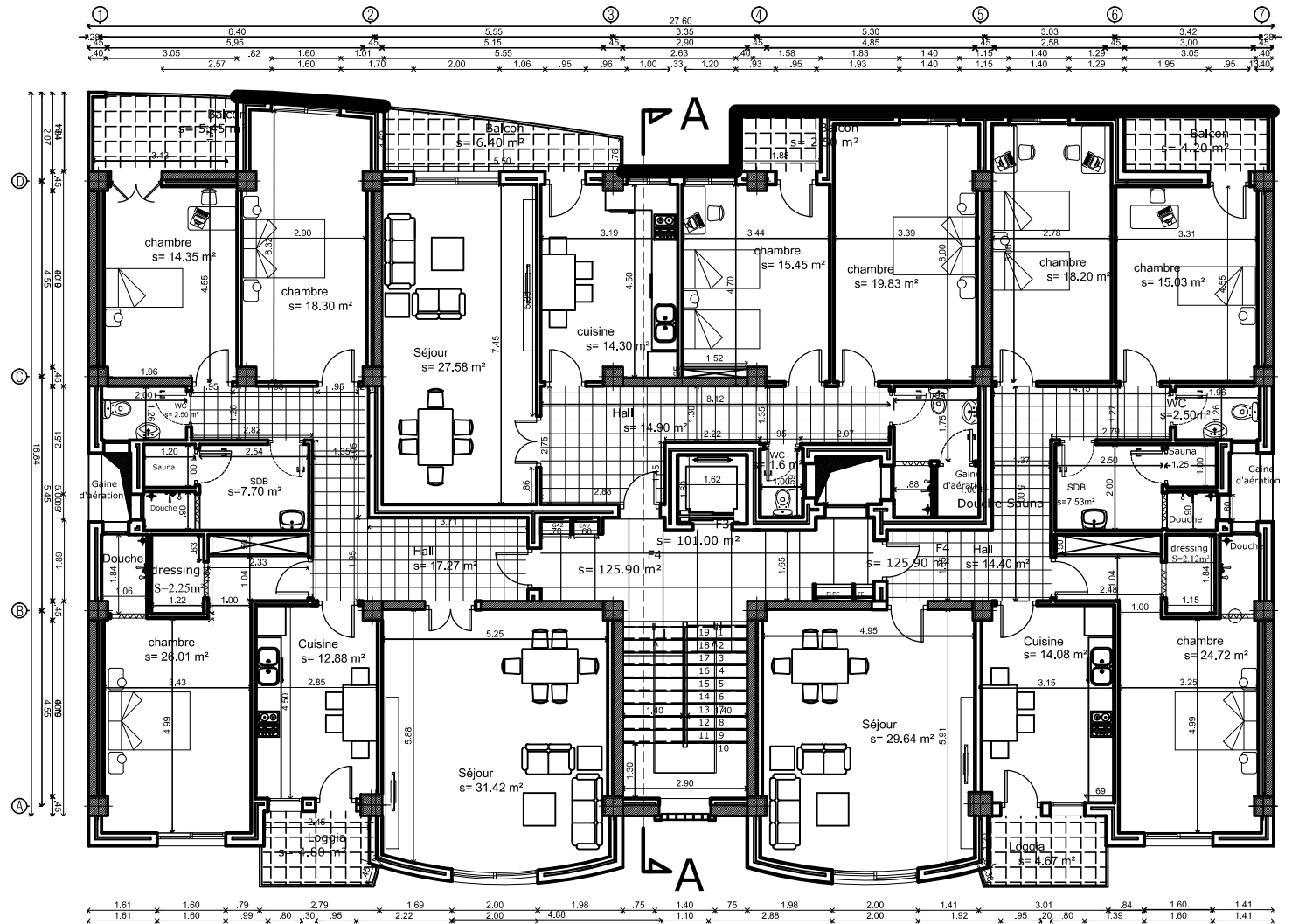
PARKING SOUS SOL
NIV -7.89



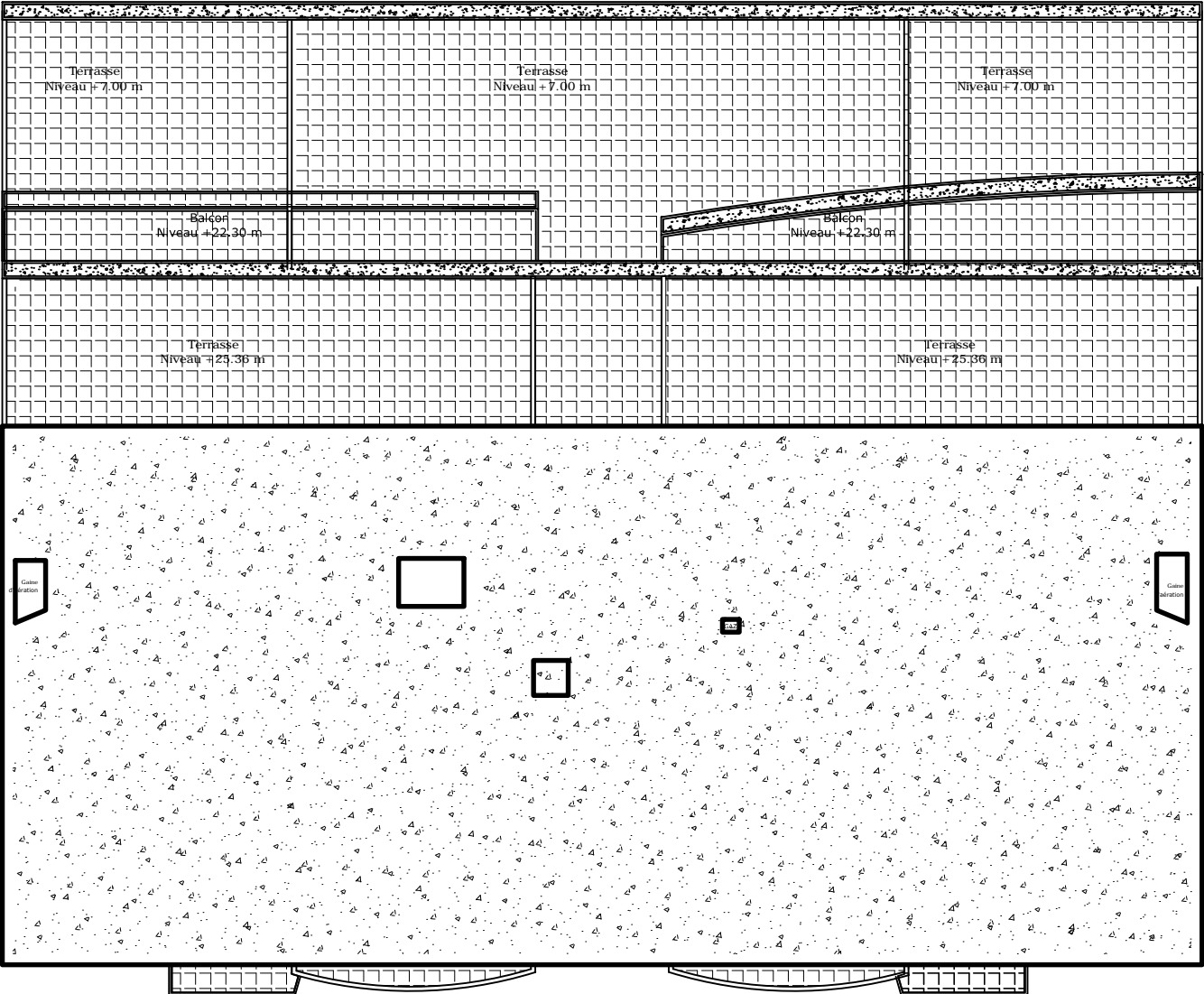
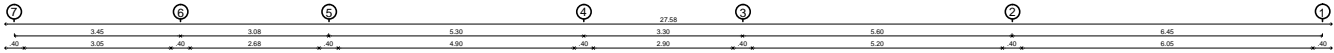
**RDC CENTRE COMMERCIAL
NIV +4.08**



ETAGE centre commercial
NIV+8.16



Plan 2eme Etage Niv+11.39m
jusqu'au 9ème étages



Plan de toiture
Niveau +34.00m