

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA-



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

ZERGUI Tassadit
MEZIOUD Oualid

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT EN RDC+8 ETAGES A USAGE
MULTIPLES ET SERVICE CONTREVENTE PAR DES VOILES
PORTEURS**

Devant le jury composé de :

AMRANE Belaid
ROUABEH Aicha
BOUMAIZA Malika
MOHAMEDDI Sadika

MCB UAMOB
MAA UAMOB
MAA UAMOB
MAA UAMOB

Président
Encadreur
Examinatrice
Examinatrice

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

السَّلَامُ عَلَيْكُمْ وَرَحْمَةُ اللَّهِ تَعَالَى وَبَرَكَاتُهُ



Remerciements

*En première lieu, nous remercions le **DIEU** qui nous avoir donné la force et le courage de réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier et a exprimer nos profondes reconnaissances à notre promotrice **M^{me} Rouabeh** qui nous a précieusement aidés et si judicieusement suivi durant la réalisation de ce modeste travail.*

Nous remercions aussi les membres du jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'examiner et de juger notre travail.





Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'ont donné confiance en moi même et sur monté tous les obstacles de ma vie qui a devenue un paradis en leurs présence avec ses tendres paroles.

A mes grands parents que je les souhaite une longue vie.

*A mes adorables sœurs **Karima, Dounia.***

*A mes tantes préféré que je la considère comme ma mère **Wahiba et Hamida.***

*A mon cher frère **Tarek,***

*A toute la famille **Mezioud et Boucherite** (mes tantes et mes oncles ainsi leurs fils et filles).*

A mes amis de la promotion et à tous mes amis

Walid





Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mes parents **Ali et Louiza** qui m'ont donné confiance en moi même et surmonté tous les obstacles de ma vie qui a devenue un paradis en leurs présence avec ses tendres paroles.*

A mes chers frères : Smail . Yacine

A ma sœur merveilleuse : Lynda

A ma nièce : Souha

A ma grand-mère que je le souhaite une longue vie.

A toute la famille Zergui et Ouali (mes tantes et mes oncles ainsi leurs fils et filles)

A mes amis de la promotion et à tous mes amis

Tassadit



Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude détaillée d'un bâtiment en R+8 régulier en plan et en élévation, à usage multiples, implanté dans la wilaya de Bouira classée commune zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les règles parasismiques algériennes 99/version 2003.

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règles du **CBA93, RPA99/version 2003** et **BAEL91/99**. L'analyse sismique et dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel du calcul **ETABS 9.7.4**. Le contreventement de la structure est assuré par un système en voiles porteurs en béton armé, la fondation du bâtiment est composée de radier général.

Mots clés : Béton armé, bâtiment, voile porteur et radier général.

Abstract

This project presents a detailed study of a residential and commercial building that consists of basement+8 floors located in the town of Bouira. This region is classified as an average seismicity zone IIa according to the Algerian seismic rules RPA 99 /version 2003. The object is to determine the dimensions of the various components of the building, in order to determine their appropriate reinforcement, which must resist the different external actions; we have used the current regulations such as BAEL91 /99, CBA93 and RPA99 / 2003. The dynamic analysis of the structure was realized by using ETABS software V9.7.4; the foundations were composed of raft.

Key words: Reinforced concrete, building, shall wall and raft.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة دقيقة لإنجاز بناية سكنية و تجارية متكونة من طابق أرضي+ ثمانية طوابق منتظم في المخطط ومنتظم تصاعديا في ولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

قياس مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها بعد زلزال 21 ماي 2003 (CBA93, RPA99/version 2003) و BAEL91/99. كما تم استعمال البرنامج التطبيقي ETABS 9.7.4 لدراسة و تحليل السلوك الديناميكي. مقاومة البناية تكون بواسطة الجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرارها. نظام الاساس الذي تم استعماله عبارة عن لبشة عامة.
الكلمات المفتاحية: المسلحة الخرسانة, عمارة, حامل و لبشة عامة.

Sommaire

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

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I.1.a) I.1. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.1.b) I.2. Caractéristiques géométriques	2
I.1.c) I.3. Les éléments de l'ouvrage	2
I.1.d) I.4. Les caractéristiques des matériaux.....	3

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

II.1.Introduction	10
II.2.Les planchers	10
II.3.Les escaliers.....	11
II.4.Les poutres.....	14
II.5.Les poutrelles.....	15
II.6.Les voiles.....	16
II.7.Les poteaux.....	16
II.7.1.Descente des charges	16

Chapitre III :Etude des éléments secondaire.

III.1.Introduction	22
III.2.Etude de l'acrotère	22
III.3.Etude des escaliers	31
III.4.Etude de la poutre palière.....	43
III.5. Etude des planchers.....	48
III.6.Etude de la dalle machine.....	68

Chapitre IV : Etude sismique.

IV.1. Introduction	67
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique	67
IV.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003	67
IV.4. Présentation des différentes méthodes de calcul	67
IV.5. Choix de la méthode de calcul	68
IV.6. Modélisation de la structure	69
IV.7. Méthode dynamique modale spectrale	69
IV.9. Caractéristiques géométriques et massique de la structure	74
IV.10. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale	75
IV.11. L'effort tranchant modal à la base	77
IV.12. Vérification des exigences de RPA99/version2003	77
IV.13. Distribution des forces sismique selon la hauteur	79
IV.14. Vérification des déplacements inter-étage	80
IV.15. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	81
IV.16. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble	82
IV.17. Vérification de l'effort normal réduit	85

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

V.1. Introductio.....	85
V.2. Ferrailage des poutres.....	85
V.3. Ferrailage des poteaux.....	90
V.4. Ferrailage des voiles.....	103

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1. Introduction	113
VI.2. Choix de type de fondation	113
VI.3. Etude du radier	114
VI.3.1. Pré dimensionnement du radier	114
VI.3.2. Les vérifications nécessaires	115
VI.3.3. Caractéristique géométrique du radier	117
VI.3.4. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	117
VI.3.5. Vérification de la stabilité	118
VI.4. Ferrailage du radier	120
VI.4.1. Méthode de calcul	120

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Figure I.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	4
Figure I.3. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L'ELU.....	5
Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.	6
Figure I.5. Diagramme contrainte - déformation du calcul de l'acier à l'ELU.....	7
Figure I.6. Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	9

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments.

Figure II.1. Plancher corps creux.	10
Figure II.2. Schéma d'un escalier.	12
Figure II.3. Vue en plan d'escalier à trois volées (1 ^{er} étage).....	13
Figure II.4. Dimension de la poutrelle.	15
Figure II.5. Les dimensions du voile.....	16
Figure II.6. Détail de plancher corps creux.....	17
Figure II.7. Mur double cloison (gauche); Mur simple cloison (droite)	18
Figure II.8. La section réduite de poteau.....	19
Figure II.9. Poteau central.	20

Chapitre III :Etude des éléments secondaire.

Figure III.1. Schéma de l'acrotère.....	22
Figure III.2. Section de calcul d'acrotère	23
Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	27
Figure III.4. Schéma statique de l'escalier (ELU).....	32
Figure III.5. Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier (ELU).	33
Figure III.6. Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).....	33
Figure III.7. Schéma statique de l'escalier (ELS)	34
Figure III.8. Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.	34
Figure III.9. La section du calcul de l'escalier	35
Figure III.10. Schéma de ferrailade d'escalier.	43
Figure III.11. Schéma statique de la poutre palière.....	44
Figure III.12. Moment fléchissant et de l'effort tranchant de la poutre palière.	45
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	48

Figure III.14.Plancher à corps creux.	48
Figure III.15. Treillis soudés (20x20) cm ²	49
Figure III.16.Les différentes dimensions du plancher.....	50
Figure III.17.La nervure	51
Figure III.18.Schéma statique de poutrelle type 1.....	55
Figure III.19.Schéma statique de poutrelle type 2.....	59
Figure III.20.Schéma statique de poutrelle type 3.....	60
Figure III.21.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELU	60
Figure III.22.Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELU	61
Figure III.23.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELS	61
Figure III.24.Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELS.	62
Figure III.25.L'ancrage des barres	66
Figure III.26.Schéma de ferrailage des poutrelles.	67
Figure III.27.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	67
Figure III.28.Schéma d'un ascenseur mécanique.....	68
Figure III.29.Schéma de la dalle machine de l'ascenseur.	69
Figure III.30.Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.....	70
Figure III.31.Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	75

Chapitre IV : Etude sismique.

Figure IV.1.Vue en 3D de la structure.	81
Figure IV.2.Disposition des voiles.....	82
Figure IV.3.1 ^{er} Mode de translation suivant le sens X-X de periode T = 0.785sec.	84
Figure IV.4.2 ^{ème} Mode de translation suivant le sens Y-Y de periode T = 0.648sec.....	85
Figure IV.5.3 ^{ème} Mode de rotation autour de l'axe Z de periode T = 0.589 sec.....	85
Figure IV.6.Spectre de réponse.	87
Figure IV.7.Présentation de l'effet P- Δ sur la structure.	90
Figure IV.8.Moment de renversement.	92

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

Figure V.1 : Section de la poutre.....	96
Figure V.2.Schémas de ferrailage des poutres principales.	100
Figure V.3.Schémas de ferrailage des poutres secondaires.	100

Figure V.4.Zone nodale des poteaux.....	102
Figure V.5.Schéma de ferrailage des poteaux.....	114
Figure V.6.Disposition des armatures verticales dans le voile.	115
Figure V.7.Distribution des contraintes.	117
Figure V.8.Schéma de ferrailage de voile type 3 zone.....	123

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges.....	116
Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges.....	116
Figure VI.3 : Diagramme des contraintes	117
Figure VI.4 : Le panneau le plus sollicité	121
Figure VI.5: schéma statique du débord.....	123
Figure VI.6.schéma de ferrailage du radier.....	124

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques de la structure.....	2
Tableau I.2. Caractéristiques de béton.	6
Tableau I.3. Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	7
Tableau I.4. Caractéristiques de l'acier.	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau II.1. Charge permanente du palier.	13
Tableau II.2. Charge permanente de volé.....	14
Tableau II.3. Pré dimensionnement des poutres.	15
Tableau II.4. Charges du plancher corps creux terrasse inaccessible.	16
Tableau II.5. Charges du plancher corps creux RDC et EC.....	17
Tableau II.6. Charges permanentes de mur extérieur.....	17
Tableau II.7. Charges permanentes de mur intérieur.	17
Tableau II.8. Choix des sections des poteaux centraux.....	20
Tableau II.9. Vérification des sections du poteau selon l'RPA.....	21
Tableau II.10. Vérification au flambement.	21

Chapitre III : Etude des éléments secondaire.

Tableau III.1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.....	26
Tableau III.2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon.	30
Tableau III.3. Combinaison des charges de l'escalier.....	32
Tableau III.4. Les données a utilisé.....	35
Tableau III.5. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.	40
Tableau III.6. Les armatures de l'escalier obtenu.	40
Tableau III.7. Vérification de la flèche de l'escalier.	42
Tableau III.8. Les sollicitations de calcul de la poutre palière.....	45
Tableau III.9. Récapitulatif de vérification de la contrainte à l'ELS.	47
Tableau III.11. Moments aux appuis (type 01)	53
Tableau III.12. Moments en travées (type 01)	58
Tableau III.13. Récapitulatif des efforts tranchants à L'ELU de l'hourdis (type01).	58
Tableau III.14. Récapitulatif des efforts tranchants à L'ELS de l'hourdis (type01).....	58
Tableau. III.15. Moments aux appuis (type 02)	59

Tableau. III.16.Moments en travées (type 02)	59
Tableau III.17.Récapitulatif des efforts tranchants à L'ELU de l'hourdis (type02).....	59
Tableau III.18.Récapitulatif des efforts tranchants à L'ELS de l'hourdis (type02).....	59
Tableau III.19.Les armatures longitudinales choisie(en travée)	63
Tableau III.20.Les armatures longitudinales choisie (aux appuis).....	64
Tableau. III.21.Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.	66
Tableau III.22.Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine.....	69
Tableau III.23.Récapitulatif des moments de la dalle machine	72
Tableau III.24.Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.....	72
Tableau III.25.Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.....	74

Chapitre IV : Etude sismique.

Tableau IV.1.Pénalités en fonction de critère de qualité.....	81
Tableau IV.2.Les valeurs obtenues.	82
Tableau IV.3.Centre de masse et inertie des niveaux.	83
Tableau IV.4.Périodes, modes et facteurs de participation massique.	84
Tableau IV.5.L'effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).	86
Tableau IV.6.Vérification de la force sismique (statique et dynamique).....	86
Tableau IV.7.Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.	87
Tableau IV.8.Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.	87
Tableau IV.9.La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X	88
Tableau IV.10.La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens Y-Y	88
Tableau IV.11.Le déplacement inter-étage dans le sens X-X	89
Tableau IV.12.Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y	89
Tableau IV.13.Vérification de l'effet P- Δ sens X-X	90
Tableau IV.14.Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y	91
Tableau IV.15.Calcul le moment de renversement sens X-X	92
Tableau IV.16.Calcul le moment de renversement sens Y-Y	93
Tableau IV.17.Centre de gravité et de torsion.	93
Tableau IV.18.Vérification de renversement.	93
Tableau IV.19.Vérification de l'effort normal réduit.....	94

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

Tableau V.1.Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.....	96
Tableau V.2.Vérifications de la contrainte à ELS.....	99
Tableau V.3.Récapitulatif des sollicitations.....	106
Tableau V.4.Armatures maximales et minimales pour chaque zone.	108
Tableau V.5.Ferraillage longitudinal.	109
Tableau V.6.Armatures transversales en zone nodale.....	110
Tableau V.7.Armatures transversales en zone courante.....	111
Tableau V.8.Vérification des poteaux à l'ELU.....	112
Tableau V.9.Vérification de flambement des poteaux.	113
Tableau V.10.Vérification de l'effort normale ultime	120
Tableau V.11.Vérification des contraintes de béton.	121
Tableau V.12.Ferraillage verticale du voile type 1.	121
Tableau V.13.Choix des barres du voile type 1.	121
Tableau V.14.Choix des barres horizontales du voile type 01.....	121
Tableau V.15.Ferraillage verticale du voile type 2.	122
Tableau V.16.Choix des barres du voile type 2.	122
Tableau V.17. Choix des barres horizontales du voile type 02.....	122
Tableau V.18.Ferraillage verticale du voile type 3.	122
Tableau V.19.Choix des barres du voile type 3.	111
Tableau V.20. Choix des barres horizontales du voile type 03.....	111
Tableau V.21. Les vérifications de la contrainte de cisaillement.....	112
Tableau V.22. Les vérifications de la contrainte de compression de béton à ELS.	112

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.1.Vérification des contraintes.....	118
Tableau VI.2.Vérification de renversement.	119
Tableau VI.3.Vérification de soulèvement.	119
Tableau VI.4.Vérification de soulèvement selon RPA	119
Tableau VI .5.Le ferraillage à l'ELU	122
Tableau VI .6.Vérification des contraintes.....	122
Tableau VI.8.Vérification des moments	123
Tableau VI.7.Vérification des moments	123

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements.
- A_{max} : Section d'armature maximale.
- A_r : Armature de répartition.
- A_s : Section d'armature.
- b : Largeur.
- b_0 : Largeur de la nervure.
- C_P : Facteur de force horizontale.
- C_t : Coefficient de période.
- D : Facteur d'amplification dynamique.
- d : La distance séparant la fibre la plus comprimé et les armatures inférieures.
- d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.
- $\Delta_{Kx,y}$: correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$.
- $\delta_{x,y}$: Déplacements horizontaux au niveau k dans le sens x et le sens y successivement.
- $\delta_{(ek) x,y}$: Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- e : Epaisseur, excentricité.
- E : Module de Young.
- E_b : Module de déformation différée.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité diffère.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- F : Force sismique de niveau.
- f : Flèche.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- f_{bc} : Contrainte de calcul.
- f_{cj} : Résistance à la compression du béton à $\{j\}$ jours.
- f_{tj} : Résistance à la traction du béton à $\{j\}$ jours.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

Liste des symboles

- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge.
- g : Largeur de la marche.
- G : Action permanente.
- h : Facteur de correction d'amortissement.
- h_k : Hauteur de l'étage « k ».
- h_n : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure.
- h_r : L'épaisseur du radier.
- I_x, I_y : Moment d'inertie.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- K_0 : Coefficient de poussé.
- L : Longueur.
- L_0 : La longueur de la projection horizontale de la paillasse .
- L_e : Longueur élastique.
- M : Moment fléchissant.
- M_a : Moment en appui.
- M_s : Moment stabilisateur du aux charges verticales.
- M_t : Moment en travée.
- N : Effort normal.
- n : Nombre d'étage.
- N_u : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- P_k : poids total de la structure et des charges.
- Q : Action d'exploitation, facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- St : Espacement.
- T : Effort tranchant, période.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- V : Force sismique total.
- V_t : Forces sismiques à la base.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Liste des symboles

W :	Poids total de la structure.
W_i :	Poids au niveau $\{i\}$.
γ_b :	Coefficient de sécurité de béton.
γ_d :	Poids spécifique du remblai.
γ_s :	Coefficient de sécurité d'acier.
ε :	Déformation relative.
θ :	Coefficient d'application.
φ :	Angle de frottement.
η :	Coefficient de fissuration.
σ_{bc} :	Contrainte du béton.
$\overline{\sigma_{bc}}$:	Contrainte admissible du béton.
σ_s :	Contrainte d'acier.
$\overline{\sigma_s}$:	Contrainte admissible d'acier.
σ_m :	Contrainte moyenne.
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
τ :	Contrainte ultime de cisaillement.
μ_c :	Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.
μ :	Moment ultime réduit.
ζ :	Pourcentage d'amortissement critique.
ν :	Coefficient de poisson.
λ :	Elancement.
Y :	Position de l'axe neutre.
I_0 :	Moment d'inertie de la section totale homogène.
I :	Moment d'inertie.
I_{fi} :	Moment d'inertie fictive pour les déformations instantanées.
I_{fv} :	Moment d'inertie fictive pour les déformations différées.

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle était tout le temps soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort et esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et de commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 8 étages. Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le 2^{ème} chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les planchers, les poutres et les voiles, les poteaux).
- Le 3^{ème} chapitre présente le calcul des éléments secondaires.
- Le 4^{ème} chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Le 5^{ème} chapitre est consacré à l'étude des éléments structuraux.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier un bâtiment en rez-de-chaussée plus 8 étages à usage multiples (habitations, commerces et services) constitué de :

- ✚ Un rez-de-chaussée (RDC) destiné comme des locaux.
- ✚ 1^{er} étage à usage service.
- ✚ Du 2^{ème} au 8^{ème} étage à usage d'habitations.

Le bâtiment est implanté à la wilaya de Bouira classée par les règles parasismiques algériennes RPA99/version2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, d'après l'article 3.2 de RPA99/version2003. D'après le rapport du sol, le site est considéré comme site meuble catégorie S3.

La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_s = 2$ bars.

I.2. Caractéristiques géométriques

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques de la structure.

		Dimension (m)
Dimension en plan	Langueur totale du bâtiment	24.40
	Largeur totale du bâtiment	16.16
Dimension en élévation	Hauteur de RDC	4.08
	Hauteur de 1 ^{er} étage	3.40
	Hauteur des étages courants	3.06
	Hauteur totale du bâtiment	28.9

I.3. Les éléments de l'ouvrage

I.3.1. Système de contreventement

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et voiles exigés par le **RPA99/version 2003**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2. Plancher

Notre bâtiment comporte deux types des planchers :

- Planchers en corps creux : utilisés au RDC et dans les étages courants, ils sont constitués d'hourdis, table de compression en béton armé et des poutrelles préfabriquées. Le choix a été fait pour les raisons suivantes :
 - La facilité de réalisation.
 - Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

- Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).
- Planchers en dalle pleine : utilisés pour la réalisation des balcons et la salle machine.

I.3.3. Maçonnerie

- Les murs extérieurs sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une l'ame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs (cloisons de répartition) : de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

I.3.4. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.3.5. Escaliers

On a des escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaires et deux volées avec un palier intermédiaire utilisés pour l'accès d'un niveau à un autre. Ainsi que l'accès aux étages supérieurs est assuré par ascenseur.

I.3.6. L'acrotère

Le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur, qui a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4. Les caractéristiques des matériaux

I.4.1. Le béton

D'après l'article A.2.1, 11 du BAEL91/99, la résistance du béton à la compression f_{cj} est donnée par :

$$\text{Si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa : } f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad (\text{Pour } j < 60j)$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad (\text{Pour } j > 60j)$$

$$\text{Si : } f_{c28} > 40 \text{ MPa : } f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad (\text{Pour } j \leq 28j)$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad (\text{Pour } j > 28j)$$

Dans notre cas on utilise : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

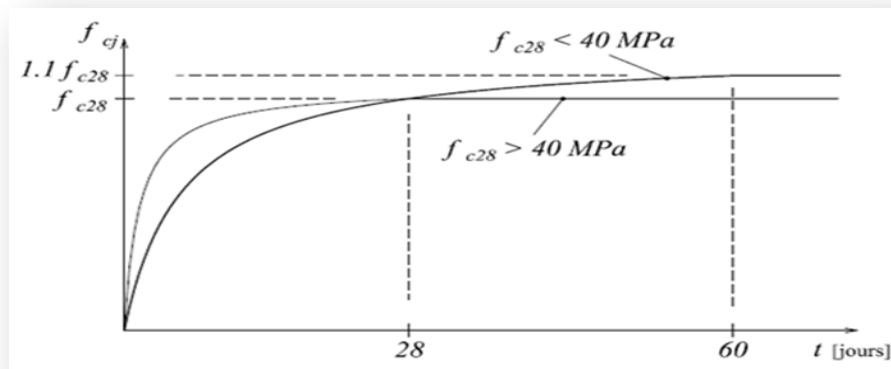


Figure I.1. Evolution de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton.

D'après l'article A 2.1, 12 du BAEL91/99, la résistance du béton à la traction f_{tj} :

- Si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$: $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j}$
- Si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$: $f_{tj} = 0.275 (f_{c_j})^{2/3}$

Dans notre cas : $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$ donc : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

I.4.1.1. Modules de déformation longitudinale

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé : $E_{ij} = 3 E_{vj}$

I.4.1.1.1. Module de déformation longitudinale instantanée

D'après l'art A.2.1.21 du BAEL91/99, le module égale : $E_{ij} = 11000 f_{c_j}^{1/3}$

Pour : $f_{c_j} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\longrightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$.

I.4.1.1.2. Module de déformation longitudinale différé

D'après l'article A.2.1.22 du BAEL91/99, le module égale :

$$\begin{aligned} E_{vj} &= 3700 f_{c_j}^{1/3} && \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ E_{vj} &= 4400 f_{c_j}^{1/3} && \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa sans fumée de silice.} \\ E_{vj} &= 6100 f_{c_j} && \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa avec fumée de silice.} \end{aligned}$$

Pour : $f_{c_j} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\longrightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$.

I.4.1.2. Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

I.4.1.3. Coefficient de poisson

D'après l'article A.2.1.3 du BAEL 91/99, le coefficient de poisson est égale à :

$$\nu = \frac{\text{La déformation transversale relative}}{\text{La déformation longitudinale relative.}}$$

$\nu = 0.20$: dans le cas d'état limite de service.

$\nu = 0$: dans le cas d'état limite ultime.

I.4.1.4 .Les contraintes limites de calcul

I.4.1.4 .1. A l'état limite ultime (E.L.U)

Le diagramme contraintes - déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet. (Art A.4.3.41 du BAEL91/99)

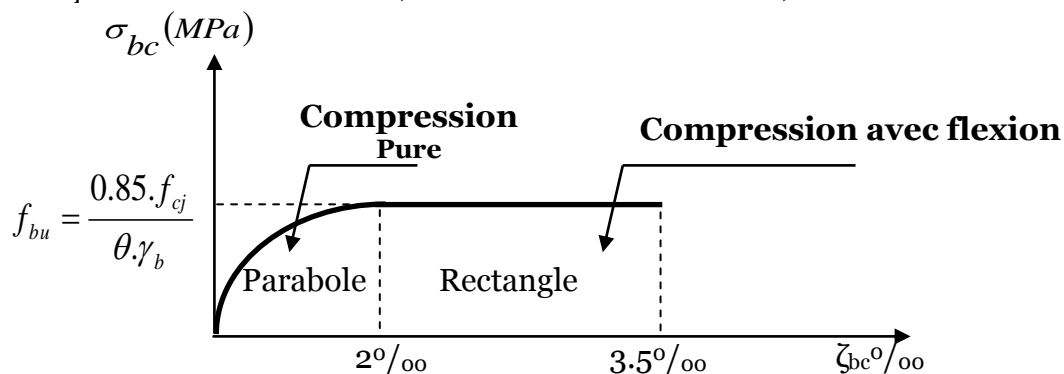


Figure I.2. Diagramme contraintes -déformations de calcul du béton à L'ELU.

La contrainte limite du béton à L'ELU est donnée par la formule suivante : $f_{bu} = \frac{\mu \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$

Avec μ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges, il est pris égal à :

$\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\mu = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\mu = 0.85$ dans les autres cas.

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire S.D.T} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

θ : Coefficient d'application en fonction de durée d'application de la charge.

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ si la durée est inférieure à 1h.

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

D'où : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$ Pour notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa, on obtient : $f_{bu} = 14.20$ MPa en S.D.T.

$$f_{bu} = 21.74 \text{ MPa en S.A.}$$

I.4.1.4 .2. A l'état limite de service (E.L.S)

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dont des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas d'après article A.4.5.2 du BAEL91/99 :

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

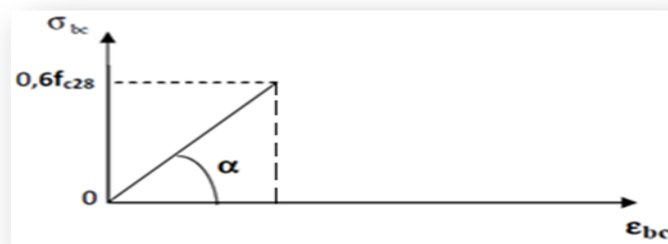


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

La contrainte limite du béton à l'ELS est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Pour notre cas : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

I.4.1.5. Contrainte de cisaillement du béton à L'ELU

D'après l'article A.5.1.211 du BAEL91/99 :

- Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \right\} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \right\} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau I.2. Caractéristiques de béton.

Résistance	A la compression		$f_{c28} = 25$ MPa
	A la traction		$f_{t28} = 2.1$ MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	$f_{bu} = 14.20$ MPa
		Situation accidentelle	$f_{bu} = 21.74$ MPa
	ELS		$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa
Contrainte de cisaillement	Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible)		$\bar{\tau}_u = 3.33$ MPa.
	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable		$\bar{\tau}_u = 2.5$ MPa
Module de déformation instantanée			$E_{i28} = 32164.20$ MPa
Module de déformation différée			$E_{v28} = 10818.87$ MPa

I.4.2.L'acier

I.4.2.1.Contrainte limite des aciers

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte - déformation suivant, d'après l'artA2.2.2 du BAEL91/99 :

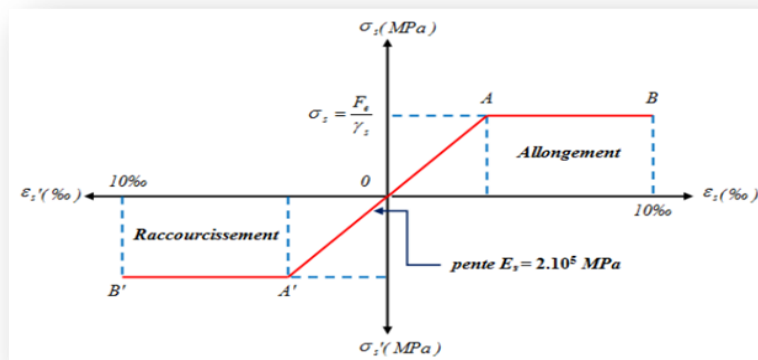


Figure I.4. Diagramme contrainte - déformation du calcul de l'acier à l'ELU.

Tableau I.3. Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Nuance	F_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	E.E22	215	Epingle de levage des pièces
	F _e E24	235	
Barres HA	F _e E40	400	Emploi courant.
Type 1 et 2	F _e E50	500	
Fils tréfiles	F _e TE40	400	emploi sous forme des barres droites ou des treillis.
HA Type 3	F _e TE50	500	
Fils tréfiles	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant.
lisses Type	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau I.4. Caractéristiques de l'acier.

Module d'élasticité longitudinal de l'acier		$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$	
Contrainte admissible	ELU	Situation durable : $\{\gamma_s = 1.15\}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
		Situation accidentelle : $\{\gamma_s = 1\}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
	ELS	Fissuration peu nuisible	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
		Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}\left\{\frac{2}{3}f_s; 110\sqrt{n f_{t28}}\right\} = 201.63 \text{ MPa}$
		Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}\left\{\frac{1}{2}f_s; 90\sqrt{n f_{t28}}\right\} = 165 \text{ MPa}$

I.4.3. Les états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers. Les états limites sont classés en deux catégories :

I.4.3.1. Etat limite ultime (ELU)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton.
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

I.4.3.2. Etat limite de service (ELS)

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations excessives des éléments porteurs).

I.4.4. Hypothèse du calcul

A. Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée.}$$

- La règle des trois pivots suppose que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure I.15

Tel que :

Pivot A : Déformation des aciers tendu égal à 10‰.

Pivot B : Déformation des fibres de béton les plus comprimées à 3.5‰.

Pivot C : Déformation des fibres de béton comprimées à 2‰.

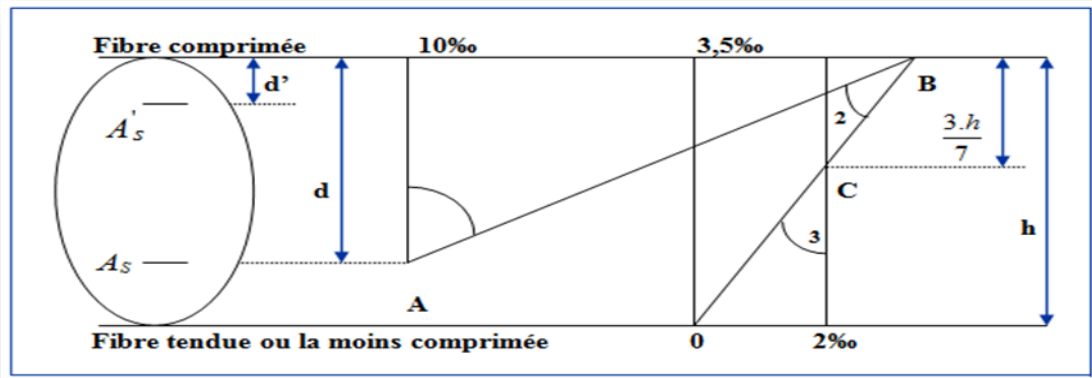


Figure I.5. Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

A. Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris

égal à : $(n = \frac{E_s}{E_b} = 15)$, **n** : Est appelé coefficient d'équivalence.

I.4.5. Règles et normes utilisées

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ✓ Les règlements parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003).
- ✓ Le béton armé aux états limites (BAEL 91).
- ✓ Le code de béton armé (CBA93).
- ✓ Le document technique réglementaire charge et surcharge (DTR-BC2.2).

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS

II.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du **RPA99/V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Les planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan, elles reposent sur deux, trois ou quatre appuis. La détermination de l'épaisseur de la dalle dépend de plusieurs conditions.

II.2.1. Plancher en corps creux

Les planchers à corps creux sont composés des 3 éléments principaux :

- ✓ Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- ✓ Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- ✓ Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

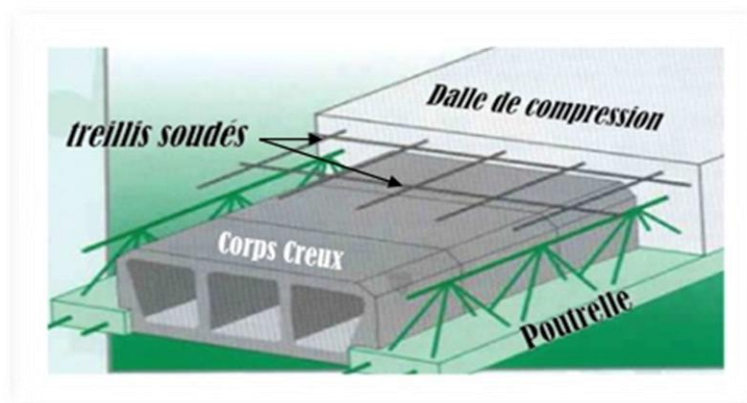


Figure II.1. Plancher corps creux.

a) Résistance au feu

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu. $\longrightarrow e = 11\text{cm}$

$e = 17.5\text{cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

b) Condition acoustique

Selon les règles du BAEL 91/99 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. → **e = 15cm**

c) Condition de résistance à la flexion

La résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}})}{22.5}$$

Avec **L** : Longueur max entre nus d'appuis.

$$L_{x,\text{max}} = 440 - 30 = 410 \text{ cm.}$$

$$L_{y,\text{max}} = 470 - 30 = 440 \text{ cm.}$$

$$\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}}) = \text{Min}(410, 440) = 410 \text{ cm} \quad \text{Donc : } e \geq \frac{410}{22.5} = 18.22 \text{ cm} \quad \Rightarrow \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

$$e = \text{Max} \{11, 15, 20\} \text{ (cm)}$$

En tenant compte des conditions précédentes l'épaisseur du plancher corps creux est :

e=20cm composé d'un hourdis de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

II.2. Les escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série des marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

II.2.1. Terminologie

Un escalier se compose de :

- **La volée** : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche** : c'est la surface délimitée par la foulée et l'embranchement.
- **La contre marche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'embranchement** : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

- **Le collet** : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- **La foulée** : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.
- **La ligne de foulée** : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'embranchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'embranchement.
- **Le nez d'une marche** : Arrêt ou partie saillante de la marche.

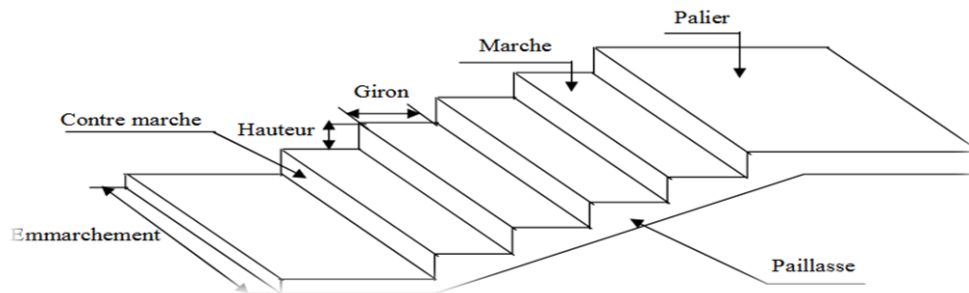


Figure II.2.Schéma d'un escalier.

II.2.2.Pré dimensionnement

Pour 1^{er} étage: H=3.40m.

Hauteur : H = 3.40 m, Giron : g = 30 cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a $59 < 2h + g < 66$ donc : $14.5 < h < 18$ On prend : $h = 17$ cm.

Donc le nombre de contre marches égale :

$N_{C.EC} = 340/17=20$ Soit 24 contre marches, on a deux volées, donc :

Volée 1 : 9 contre marches.

Volée 2 : 2 contre marches.

Volée 3 : 9 contre marches.

➤ Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle de paillasse $h' = N_C \times h = 9 \times 17 = 1.53$ m

Ligne de foulée $L' = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 2.40$ m

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 33^\circ$$

La longueur de volée est : $L_0 = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin 33} = 2.81$ m

$$L = 1.30 + 2.81 = 4.11 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse: $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{L}{30} ; 10 \text{ cm} \right\}$

$$e \geq \text{Max} \left\{ \frac{411}{30} ; 10 \text{ cm} \right\} = 13.70 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier : $e = 15 \text{ cm}$

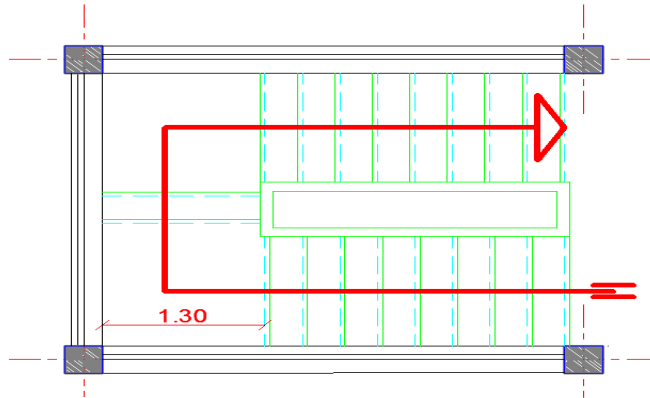


Figure II.3. Vue en plan d'escalier à trois volées (1^{er} étage).

II.2.3. Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.1. Charge permanente du palier.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	18	0.36
		G	5.49
		Q	2.5

Tableau II.2.Charge permanente de volée.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Carrelage.	0.02	22	0.44
Lit de sable.	0.03	18	0.54
Chape de ciment.	0.02	20	0.4
Paillasse.	0.15	25	3.75
Marches.	0.17/2	22	1.87
Enduit en ciment.	0.02	18	0.36
Garde-corps.	/	/	1
			G
			8.36
			Q
			2.5

II.3.Les poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, ont des sections rectangulaires ou en T. On a deux types des poutres :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Le Pré-dimensionnement se fera selon le BAEL91/99 et les vérifications selon leRPA99/version2003.

Selon BAEL91/99 :
$$\frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.3h < b < 0.7h$$

Selon RPA99/version2003 :(Art 7.5.1 RPA99/version2003)

$$b \geq 20\text{cm.}$$

$$h \geq 30\text{cm.} \frac{h}{b} \leq 4$$

Avec **L** : La plus grande portée mesurée à nud'appuis.

h: La hauteur de la poutre.

b: La largeur de la poutre.

II.3.1.Les poutres principales : (sens porteur)

On a : $L_{\max} = 470\text{cm}$; donc : $\frac{470}{15} < h < \frac{470}{10} \longrightarrow 31.33\text{cm} < h < 47\text{cm}$

On prend : **h=40cm.**

$0.3 \times 40 < b < 0.7 \times 40 \longrightarrow 12 < b < 28$ On prend : **b=25cm.**

II.3.2.Les poutres secondaires : (sens non porteur)

On a : $L_{\max} = 440\text{cm}$; donc : $\frac{440}{15} < h < \frac{440}{10} \longrightarrow 29.33 < h < 44$

On prend : **h=35cm.**

$$0.3 \times 35 < b < 0.7 \times 35 \longrightarrow 10.5 < b < 24.5 \quad \text{On prend : } \mathbf{b=25cm.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.3. Pré dimensionnement des poutres.

	Formules de pré dimensionnement des poutres				
	BAEL 91		RPA99/ 2003		
	Hauteur (h)	Largeur(b)	Hauteur(h)	Largeur(b)	h/b
Poutres	$L/15 \leq h \leq L/10$	$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$h \geq 30cm$	$b \geq 20cm$	≤ 4
Principale	40 cm	25cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Secondaire	35 cm	25 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

II.4. Les poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite :

On prend $L_n = 65$ cm la distance entre axes des poutrelles.

$$\text{Et } b_1 = \text{Min} \left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L_{x.\text{max}}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right)$$

h_0 : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x.\text{max}}$: la portée maximale de la poutrelle = 4.10 m.

$$\text{D'où } b_1 = \text{Min} (32.5 ; 41 ; [24,32]) \text{ Donc } 24 < b_1 < 32$$

$$\text{On prend } b_1 = 26.5 \text{ cm. Donc : } b_0 = L_n - 2b_1 = 12 \text{ cm.}$$

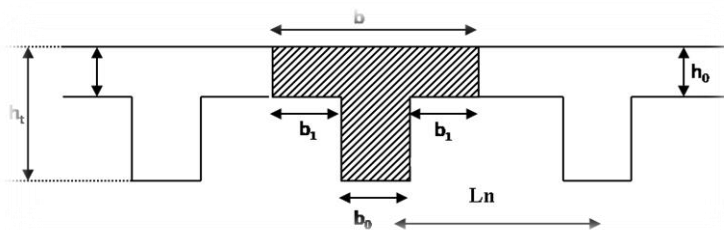


Figure II.4. Dimension de la poutrelle.

II.5. Les voiles

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, linéaires ou non, en béton armé.

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/version 2003 :

- L'épaisseur minimale d'un voile 15cm.
- $e < L/4$

- $e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$

Avec **L** : Longueur du voile.

e : L'épaisseur du voile.

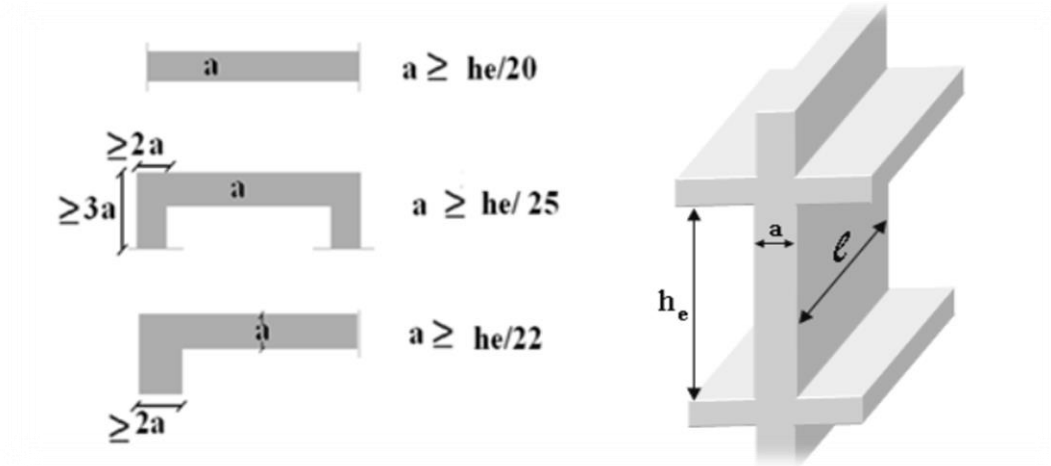


Figure II.5. Les dimensions du voile.

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type (cas le plus défavorable) avec : $h_e = 3.73\text{m}$.

$e \geq \text{Max} \left(15\text{cm}; \frac{373}{25}; \frac{373}{22}; \frac{373}{20} \right) \implies e \geq \text{Max} (15\text{cm}; 14.92; 16.95; 18.65).$

$e \geq 18.65\text{cm}$. On prend **e = 20cm** pour tous les niveaux.

II.6. Les poteaux

II.6.1. Descente des charges

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément de la structure, les différents charges et surcharges existantes :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

II.6.1.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Tableau II.4. Charges du plancher corps creux terrasse inaccessible.

Eléments	Epaisseur (m)	Poids. V (KN/m ³)	Poids.S (KN/m ²)
Protection en gravier	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	20	2
Isolation en liège	0.04	4	0.16
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Dalle en corps creux (16+4) cm	0.2	14	2.8
		G	6.28
		Q	1

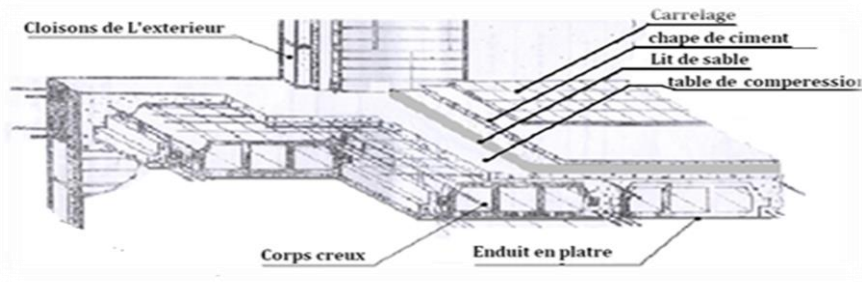


Figure II.6. Détail de plancher corps creux.

II.6.1.2. Plancher du RDC et les étages courants (corps creux)

Les planchers RDC et les étages courants sont en corps creux. La figure II.7 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

Tableau II.5. Charges du plancher corps creux RDC et EC.

Eléments	Epaisseur (m)	Poids. V (KN/m ³)	Poids. S (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20.00	0.40
Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
Lit de sable	0.04	18.00	0.72
Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
Cloison intérieur	/	/	0.90
Dalle en corps creux (16+4) cm	0.20	14.00	2.80
G_{RDC et EC}			5.42
Q_{RDC}			4
Q_{1^{er} étage}			2.5
Q_{EC}			1.5

II.6.1.3. Maçonnerie

Tableau II.6. Charges permanentes de mur extérieur.

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Mortier de ciment	2	22	0.44
Brique creuse	20	9	1.8
Enduit de plâtre	2	10	0.2
G_{murext}			2.44

Tableau II.7. Charges permanentes de mur intérieur.

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	2	20	0.4
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit en ciment intérieur	2	14	0.28
G_{murint}			1.58



Figure II.7. Mur double cloison (gauche); Mur simple cloison (droite)

II.6.2. Coffrage des poteaux

On dimensionne le poteau le plus sollicité en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d’exploitation à l’état limite ultime de résistance ($N_u = 1.35G + 1.5Q$). D’après l’article B 8.4.1 du CBA93, l’effort normal ultime N_u d’un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec **A** : La section d’acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d’épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5.$$

$$\gamma_s = 1.15$$

α : Est un coefficient fonction de l’élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, la valeur de α est divisée par 1.1. Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 28 jours, la valeur de α est divisée par 1.2 et f_{c28} est remplacée par f_{cj}

Selon les règles du **BAEL91/99**, l’effort normal ultime N_u doit être :

$$B_r \geq (k \beta N_u) / ((0.9 f_{bu} / 0.9) + (A_s / B) f_{ed})$$

Où

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

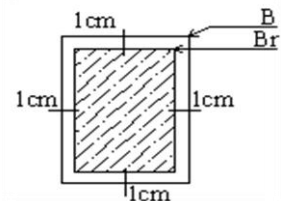


Figure II.8. La section réduite de poteau.

Avec :

Pourcentage **minimal** des armatures est de 0.8% en zone IIa :

Zone IIa: $A_s = 0.8\% B A_s/B = 0.8/100 \rightarrow A_s/B = 0.008. \rightarrow$

B_r : La section réduite de poteau (en cm²) et $B_r = (a - 2cm) \times (b - 2cm)$.

N_u : L'effort normal ultime et $N_u = 1.35G + 1.5Q$.

B : Aire total de la section du poteau.

A_s : Section d'acier minimale.

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élanement mécanique forfaitairement à

$\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance). $\Rightarrow \beta = 1 + 0.2 \times 1 = 1.2$

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$; $f_{ed} = f_e / \gamma_s$.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25$ MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400$ MPa. Donc : $f_{bc} = 14.20$ MPa; $f_{ed} = 348$ MPa

λ : Est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article,

d'où : $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times 1) \rightarrow \alpha = 0.708$.

Donc : $B_r \geq ((1 \times 1.2 \times N_u \cdot 10^{-3}) / (1 \times (14.2 / 0.9) + (0.80 / 100) \times 348)) \cdot 10^4$

$B_r \geq 0. \left(\frac{N_u}{\alpha} \right) \cdot 10^4$.

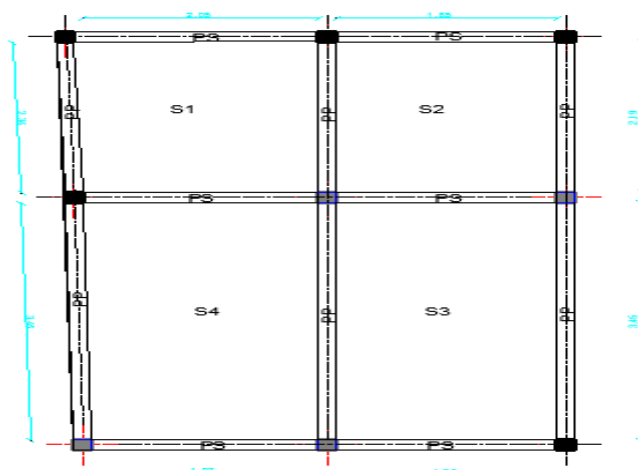
Loi de dégression des charges d'exploitation est donnée par l'article 6 du DTR BC 2.2

- Pour la toiture..... Q_0
- Pour le dernier étage Q_1
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.9Q_1$
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.8Q_1$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5 Q_1$, valeur conservée pour les autres étages inférieurs.

Remarque : Pour avoir une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, et pour faciliter la réalisation il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

1. Poteau central :



FigureII.9.Poteau central.

a. Calcul de la surface afférente de poteau central

$$S_{aff}=S1+S2+S3+S4= 22.03m^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau II.9.Choix des sections des poteaux centraux.

Niveau	G_{cum} (KN/m ²)	Q_{cum} (KN/m ²)	N_u plancher (KN/m ²)	$1.1N_u$ (KN)	$B_r=0.64N_u$	$\sqrt{B_r+2}$ (cm)	$a \times b$ (cm ²)
E8	6.28	1	9.978	275.963	176.616	15.290	40x40
E7	11.7	2.5	19.545	560.138	358.488	20.934	40x40
E6	17.12	3.85	28.887	820.689	525.241	24.918	45x50
E5	22.54	5.05	38.004	1083.18	693.235	28.329	45x50
E4	27.96	6.1	46.896	1332.82	853.008	31.206	55x55
E3	33.38	7	55.563	1585.82	1014.92	33.858	55x55
E2	38.8	7.75	64.005	1824.56	1167.72	36.172	55x55
E1	44.22	9.05	73.272	2087.11	1335.75	38.548	60x60
RDC	49.64	11.075	83.627	2388.54	1528.67	41.098	60x60

✓ Vérification des sections selon le RPA99/version2003

D’après l’article 7.4.1. du RPA99/version2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire : $\text{Min}(a,b) \geq 25\text{cm}$**Cond1**

$\text{Min}(a,b) \geq h_e/20$**Cond2(en zone IIa)**

$1/4 < a/b < 4$**Cond3**

a,b: Les dimensions de la section transversale du poteau.

Et h_e : La hauteur libre de l’étage.

Avec $h_e = L_0 - e_p$

L_0 : La hauteur totale de l'étage.

e_p : L'épaisseur du plancher $e_p = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$.

Tableau II.10. Vérification des sections du poteau selon le RPA.

Etages	B (cm ²)	Min (a,b) (cm)	Cond1	h _e (cm)	$\frac{h_e}{20}$	Cond2	$\frac{a}{b}$	Cond3
RDC	(60x60)	60	CV	388	19.4	CV	1	CV
1 ^{er} étage	(60x60)	60	CV	320	16	CV	1	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	(55x55)	55	CV	286	14.3	CV	1	CV
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	(45x50)	45	CV	286	14.3	CV	0.9	CV
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	(40x40)	40	CV	286	14.30	CV	1	CV

✓ Vérification au flambement

On doit vérifier que : $\lambda \leq 35$.

On a : $\lambda = \frac{L_f}{i}$ (l'élançement).

Avec $L_f = 0.7 l_0$ (L_f longueur de flambement et l_0 c'est la hauteur de l'étage).

$i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).

$$I = \frac{a^4}{12} \text{ et } B = a^2 \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{a^4}{12}}{a^2}} \Rightarrow i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\text{On aura donc : } \lambda = \frac{0.7 l_0}{\frac{a}{\sqrt{12}}} = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{a}$$

Tableau II.11. Vérification au flambement.

Etages	B=(axb) (cm ²)	l ₀ (cm)	L _f = 0.7 l ₀ (cm)	$i = \sqrt{I/B}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	$\lambda \leq 35$
RDC	(60x60)	408	285.6	17.32	16.49	CV
1 ^{er} étage	(60x60)	340	238	17.32	13.74	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	(55x55)	306	214.2	15.88	13.49	CV
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	(45x50)	306	214.2	14.43	14.84	CV
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	(40x40)	306	214.2	11.55	18.55	CV

CHAPITRE III :

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments, des éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement et des éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement. Pour les éléments secondaires leur étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.Etude de l'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml (main courante), provoquant un moment de flexion. Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.

III.2.1.Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère

- Surface de l'acrotère : $S = \left(\frac{0.15 \times 0.05}{2}\right) + (0.09 \times 0.15) + (0.6 \times 0.15) = 0.1073 \text{ m}^2$
- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_b \times S = 25 \times 0.1073 = 2.68 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

III.2.2.Vérification au séisme

D'après le RPA99/version 2003 (**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 :

$$F_p = 4 A C_p W_p. \quad (F_p \leq 1.5 Q).$$

Avec :

F_p : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau(4.1 RPA99/version2003) suivant la zone sismique (**zone IIa**) et le groupe d'usage du bâtiment (**groupe2**). **A = 0.15**.

C_p : Facteur de force horizontal variant entre 0.3 et 0.8 tableau (6.1 RPA99/version2003)

→ $C_p = 0.8$ (élément en console).

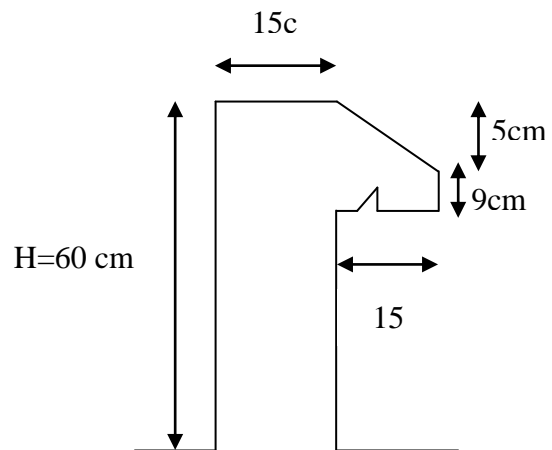


Figure III.1.Schéma de l'acrotère.

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2.68 \text{ KN/ml}$.

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.68 = 1.29 \text{ KN/ml}$.

On a : $F_p = 1.29 \text{ KN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{CV}$.

✓ Charge permanente : $G = 2.68 \text{ KN/ml}$.

✓ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

III.2.3. Calcul des sollicitations

$$N_u = 1.35 \times G = 3.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 0.9 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = G = 2.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

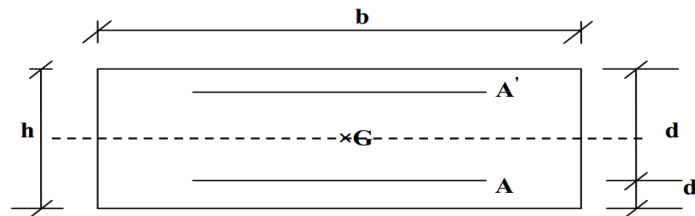


Figure III.2. Section de calcul d'acrotère

III.2.4. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion composée pour la section $b = 100 \text{ cm}$ et $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$.

a) Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.62} = 24.86 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} c = 5.5 \text{ cm} < e_u$, donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2.26 \text{ KN.m/ml}$$

b) Moment réduit (μ_u) $\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$ Donc : $\mu_u = 0.009$

✓ **Calcul de μ_1 :**

On a : $f_e E400$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc : $\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

Et d'autre part on a : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \text{ ‰}$

D'où : $\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$ donc : $\mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.392$

$\mu_u = 0.009 < \mu_1$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ Et : $\mu_u = 0.009 \Rightarrow \beta_u = 0.011$

D'où $A_s = 0.61 \text{ cm}^2$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.59 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Donc : $A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$ Donc on adopte $A_s = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

III.2.5. Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Donc : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$ Et : $\tau_u = \frac{V_u}{b d}$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.011 \text{ MPaD' où } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ condition vérifié}$$

Donc pas besoin d'armatures transversales.

III.2.6. Vérification de Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5 \text{D' où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues .

$$\text{Donc } \sum U_i = 5 \times 8 \times 3.14 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\text{D' où : } \tau_u = 0.098 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} 3.15 \text{ MPa condition vérifiée}$$

III.2.7. Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 25cm.

III.2.8. Vérification des espacements des barres

a) Armature principale :

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

avec h: hauteur de la section = 15 cm

b) Armature transversal :

$$S_s = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

III.2.9. Vérification à l'ELS

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration).

A. Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = K \times Y$)

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Position de l'axe neutre: $Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1$

Avec : $\eta = 15$ (c'est le coefficient d'équivalence acier – béton).

$$Y = 15 \frac{2.51}{100} \sqrt{1 + \frac{100 \times 13.5 \times 2.51}{7.5 \times (2.51)^2}} - 1 \quad \mathbf{Y = 2.83 \text{ cm.}}$$

Calcul de Moment d'inertie I:

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

$$I = \frac{100}{3} (2.83)^3 + 15 [2.51 (13.5 - 2.83)^2] \quad \mathbf{I = 5041.92 \text{ cm}^4}$$

D'ou: $K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{5041.92 \times 10^{-8}} = 11.90 \text{ MPa/m}$

$$\sigma_{bc} = 11.90 \times 0.0283 = 0.34 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée.}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
0.6	2.51	2.83	5041.92	11.90	0.34	15	C.V

B. Vérifications des contraintes maximales dans l'acier

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \text{ Avec : } \eta = 1.6$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}]$$

$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$

$\sigma_s = nK(d - y)$

Tel que : $n = 15.$

$\sigma_s = 15 \times 11.90 \times (0.135 - 0.0283)$

$\sigma_s = 19.05 \text{ MPa.}$

$\sigma_s = 19.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$

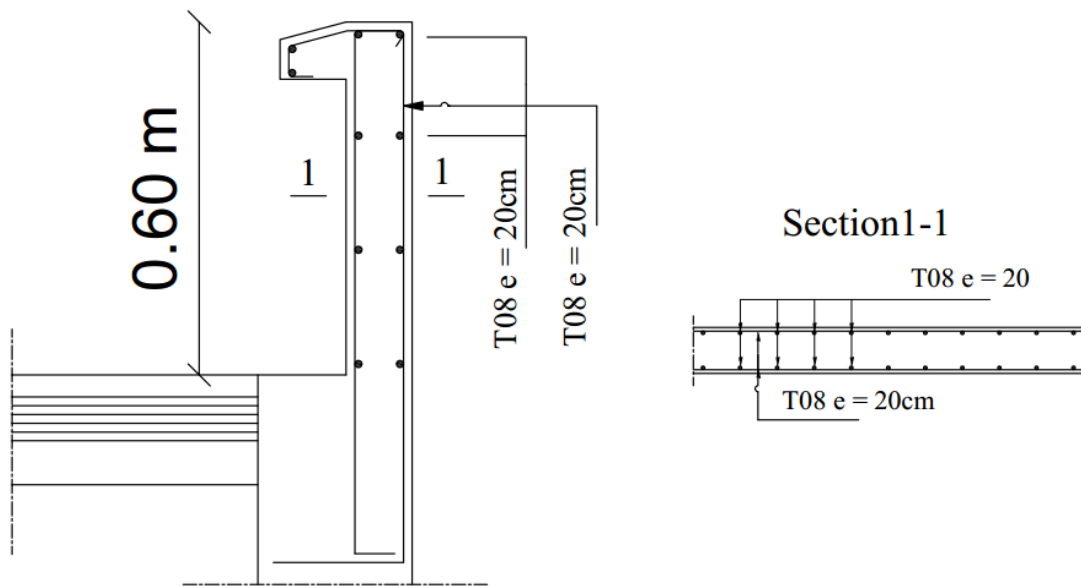


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude des escaliers

III.3.1. Calcul des sollicitations

A l'E.L.U: $P_u = 1.35 G + 1.5Q$

A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.3. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Volé	8.36	2.5	15.04	10.86

NB : On prend le cas le plus défavorable (1^{er} étage).

III.3.2.A.L'ELU

III.3.2.1.Schéma statique

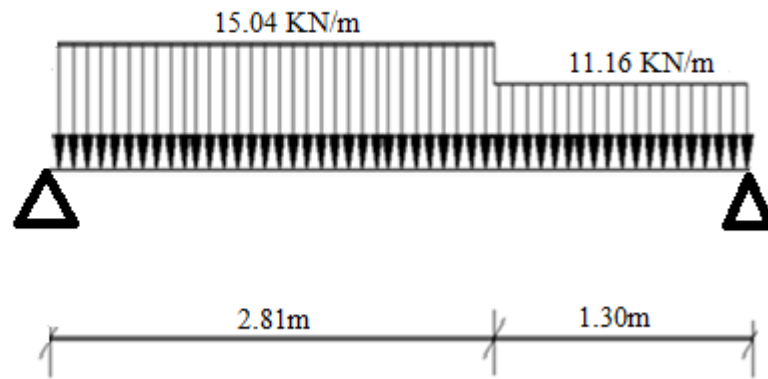


Figure III.8.Schéma statique de l'escalier (ELU).

III.3.2.2.Calcul des efforts internes

Diagramme des efforts internes

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve

a. L'effort tranchant

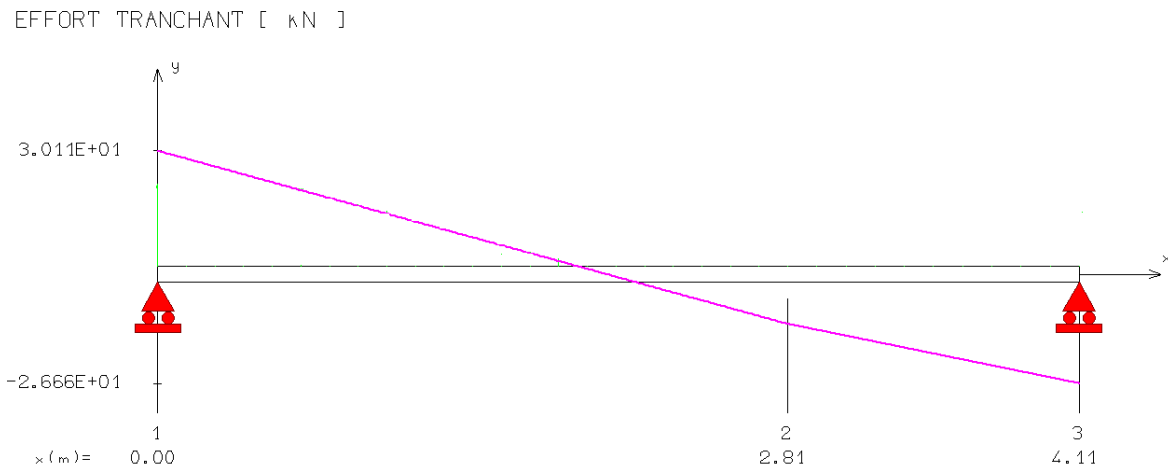


Figure III.9. Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier (ELU).

b. Moment fléchissant

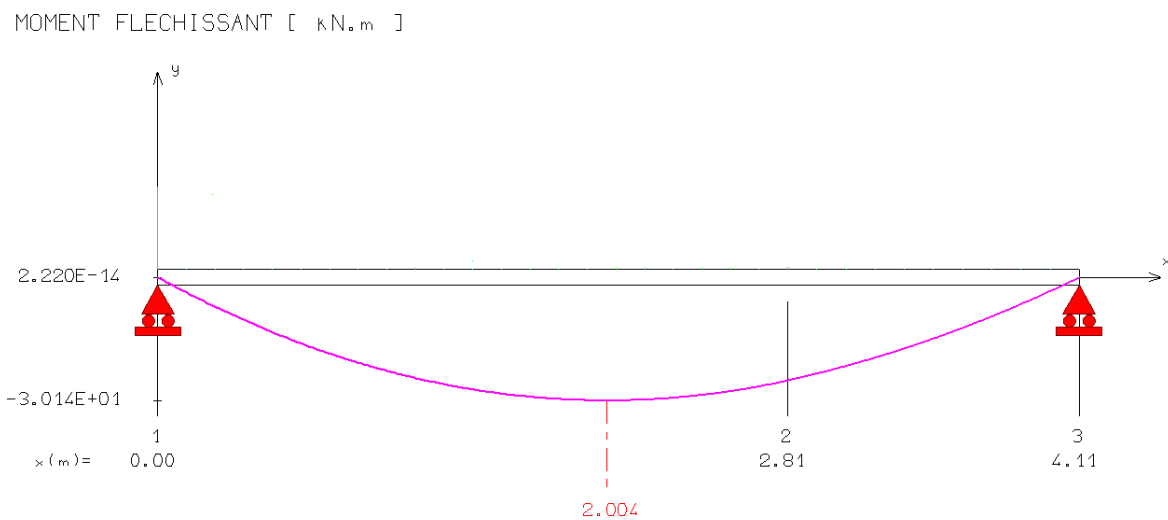


Figure III.10. Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).

III.3.3.A L'ELS

III.3.3.1.Schéma statique

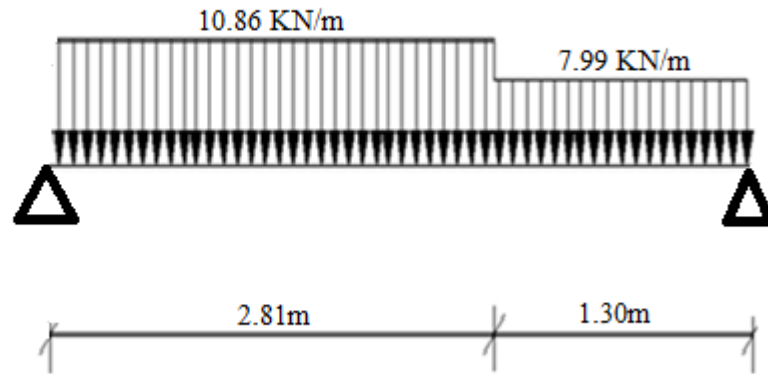


Figure III.11.Schéma statique de l'escalier (ELS)

III.3.3.2.Calcul des efforts internes

Diagramme des efforts internes

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve

a.Moment fléchissant

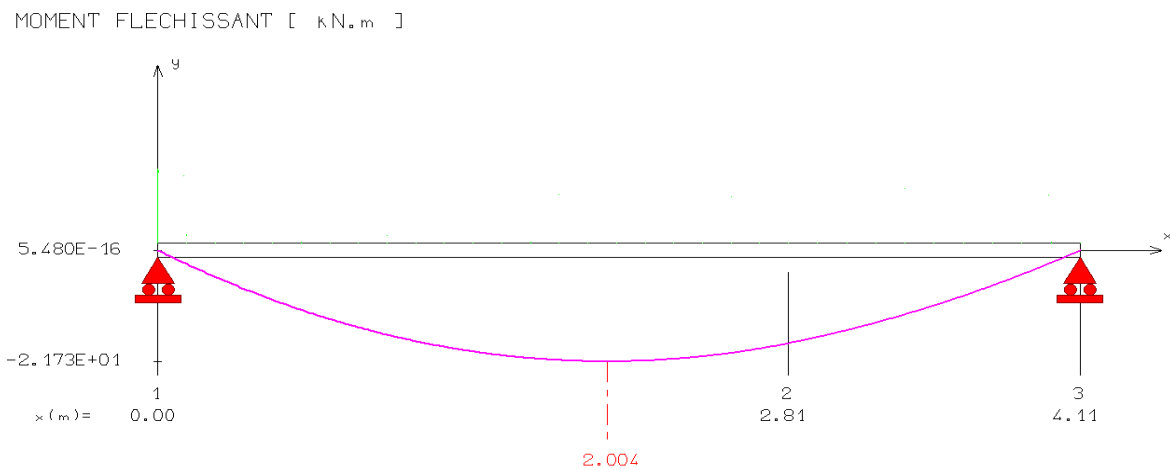


Figure III.12.Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.

$$M_u = 30.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 21.73 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 30.11 \text{ KN.}$$

Afin de tenir compte des semi encastresments aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u,\text{travée}} = 0.75M_u = 22.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,\text{appui}} = 0.5M_u = 15.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser},\text{travée}} = 0.75M_{\text{ser}} = 16.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser},\text{appui}} = 0.5M_{\text{ser}} = 10.87 \text{ KN.m}$$

III.3.4.Ferrailage

III.3.4.1.Calcul du ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

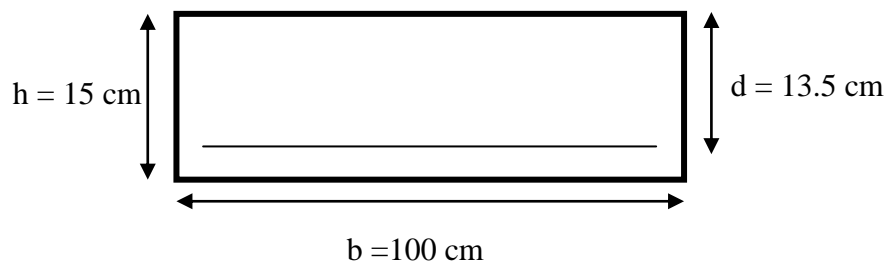


Figure III.13.La section du calcul de l'escalier

Tableau III.4.Les données a utilisé.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$	$c = 2 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13.5 \text{ cm}$
Acier	$FeE400$	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

A. Calcul des armatures

➤ En travée

1) Armature longitudinale

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.61 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.087 \quad \mu_{bu} \rightarrow 0.087$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \quad ; \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \quad \xi_s \rightarrow 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.091 < \mu_u = 0.392 \quad \longrightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.091 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que: } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.087)}) = 0.114$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.95$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{22.61 * 10^6}{0.95 * 135 * 348} = 506.60 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 5.07 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm.

2) Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm.

➤ Aux appuis

1) Armature longitudinale

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.07 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.058 \quad \mu_{bu} = 0.058$$

$\mu_{bu} = 0.061 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow A' = 0$ section simplement armée.

$\mu_{bu} = 0.061 < 0.392 \longrightarrow$ On utilise la méthode simplifiée.

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.058)}) = 0.075$$

$$\text{Donc } \beta = 0.97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{15.07 \times 10^6}{0.97 \times 135 \times 348} = 330.70 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 3.31 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm.

2) Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

B. Vérification**1. Condition de non fragilité**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot (13.5) \cdot (2.1)}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2. Vérification des espacements des barres**Armature principale**

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armature transversal

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**a. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis****Influence sur le béton**

On doit avoir que :

$$V_{u \max} < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad (\text{Art A.5.1.3.21.BAEL91 /99})$$

$$a = 0.9 \times d = (0.9) \times (13.5) = \mathbf{12.15 \text{ cm}}$$
 (longueur de l'appui).

$$V_{u \max} = \mathbf{30.11 \text{ KN.}}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 12.15 \times 10 = \mathbf{810 \text{ KN.}}$$

$$V_u = 30.11 \text{ KN} < \bar{V}_u = 810 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Influence sur les armatures longitudinales inférieures

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_{uA}}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 30.11 \text{ KN}$$

$$M_{uA} = 15.07 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 10}{400} \left[30.11 + \frac{15.07}{0.9 \times 0.135} \right] = 4.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

4. Vérification de l'adhérence d'appui

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$V_u^{\max} = 30.11 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.40 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{30.11 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.40} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.3.4.2. Vérifications à ELS

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

Position	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	16.30	5.65	4.01	9782	6.68	CV
Appui	10.87	5.65	4.01	9782	4.46	CV

Conclusion

La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

Tableau III.6. Les armatures de l'escalier obtenu.

	A _s (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{répartition} (cm ²)	Choix
Appuis	3.31	5.65	1.63	5T12	3.93	5T10
Travée	5.07	5.65	1.63	5T12	3.93	5T10

III.3.5. Vérification de la flèche

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.036 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.036 < 0.075) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00419 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 411 \text{ cm} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 16.30 \text{ KN.m} ; M_{0, \text{ser}} = 21.73 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Alors deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

III.3.5.1. Calcul de la flèche

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{411}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

$I_{fb} I_{fv}$: Module d'élasticité fictif.

Le moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}, \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right) \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

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

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.7. Vérification de la flèche de l'escalier.

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
31176	0.00419	5.01	2.005	0.35	18319.96	34295.35	0.00250	0.0139

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.0139 - 0.00250 = 0.011$$

$\Delta F = 0.011 < \bar{f} = 0.82 \Rightarrow$ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

➤ **Schéma ferrailage d'escalier**

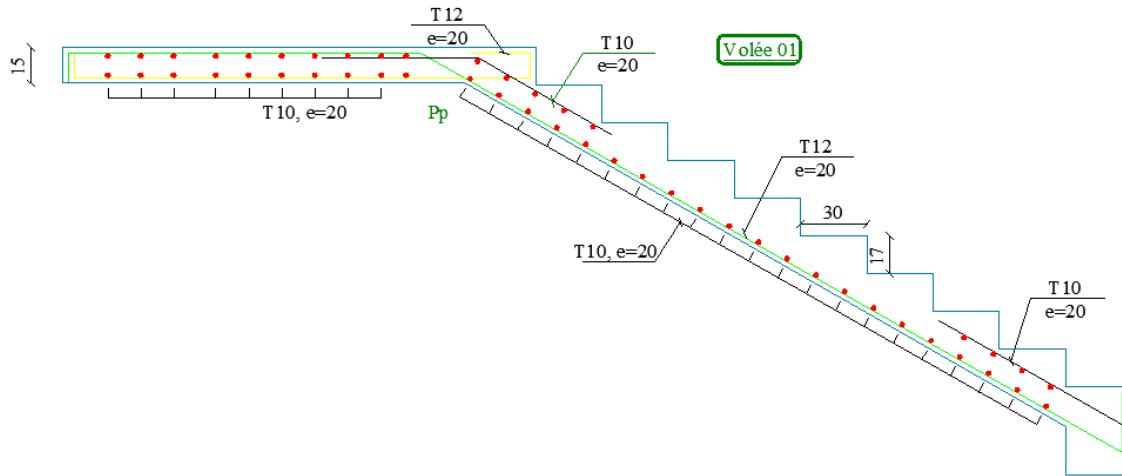


Figure III.14.Schéma de ferrailade d'escalier.

III.4.Etude de la poutre palière

La poutre palière c'est une poutre de section rectangulaire est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées.

❖ **Pré dimensionnement de la poutre palière**

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

$0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$ On adopte une poutre palière de (35x30)cm²

• **Vérification**

Le RPA99 préconise :

$h \geq 30\text{cm} \implies h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV$

$b \geq 20\text{cm} \implies b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV$

$\frac{h}{b} \leq 4 \implies 1.16 < 4 \dots\dots\dots CV$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la poutre palière aura pour dimensions

$b \times h = 35 \times 30 \text{cm}^2$.

➤ **Chargement de la poutre palière** : La poutre palière est soumise à :

- Son poids propres : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à ELU : $R_{bu} = 38.79 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à ELS: $R_{bs} = 21.73 \text{ KN/ml}$.

➤ **Combinaisons des charges**

- **A ELU** $q_u = 1.35G_p + R_{bu}$

$$q_u = 1.35(2.625) + (38.79) = 42.33 \text{ KN/ml}$$

- **A ELS** $q_s = G_p + R_{bs}$

$$q_s = (2.625) + (27.94) = 30.57 \text{ KN/ml}$$

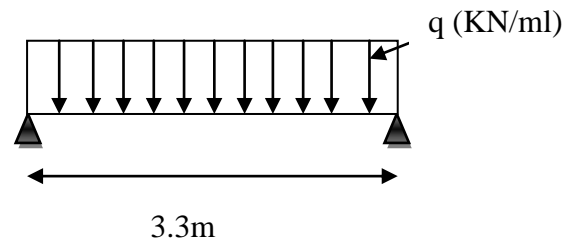


Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière.

➤ **Calcul des sollicitations**

- **A ELU** $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{42.33 \times (3.3)^2}{8} = 57.62 \text{ KN.m}$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{42.33 \times 3.3}{2} = 69.84 \text{ KN.}$$

- **A ELS** $M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{30.57 \times (3.3)^2}{8} = 41.61 \text{ KN.m}$

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{30.57 \times 3.3}{2} = 50.44 \text{ KN.}$$

Tableau III.8.Les sollicitations de calcul de la poutre palière.

	$M_0(\text{KN.m})$	$T(\text{KN})$	$M^t=0.85M_0(\text{KN.m})$	$M^a=0.3M_0(\text{KN.m})$
ELU	57.62	69.84	48.98	17.29
ELS	41.61	50.44	35.37	12.48

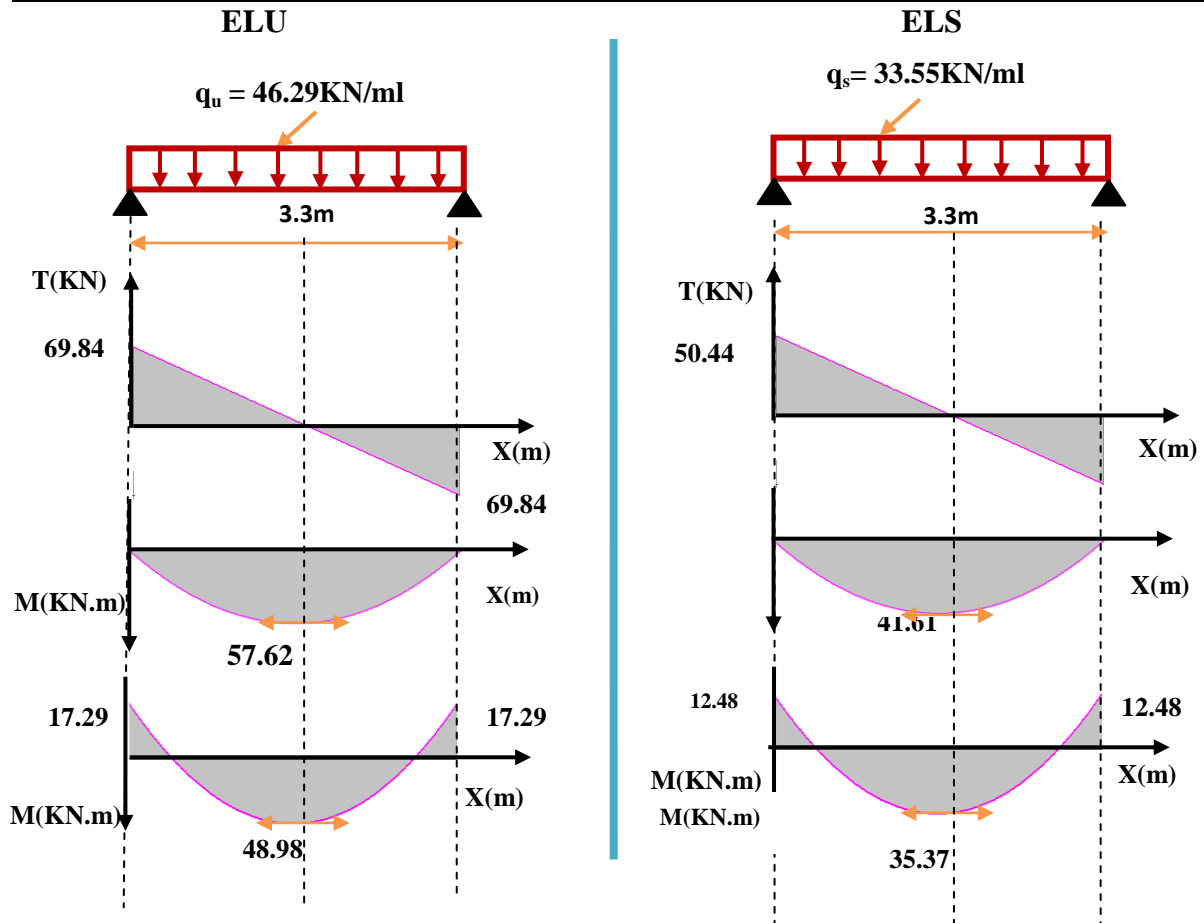


Figure III.16.Moment fléchissant et de l'effort tranchant de la poutre palière.

➤ **Calcul des armatures**

En appui

$$\mu = \frac{17.29 * 10^6}{14.20 * 300 * 315^2} = 0.041 < \mu_1 = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.041)}) = 0.053$$

$$Z = 315[1 - 0.4(0.053)] = 308.32 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{17.29 * 10^6}{348 * 308.32} = 161.14 \text{ mm}^2$$

$A_s = 1.61 \text{ cm}^2$ On adopte 3T12 = 3.39cm².

En travée

$$\mu = \frac{48.98 * 10^6}{14.20 * 300 * 315^2} = 0.116 < \mu_1 = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.116)}) = 0.155$$

$$Z = 315[1 - 0.4(0.155)] = 295.47 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{48.98 * 10^6}{348 * 295.32} = 476.59 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.77 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification à ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 31.5 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}$$

$$\text{- En appui : } A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En travée : } A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art**

$$\text{A.5.1.2) } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} T_u = 69.84 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u &= \frac{T_u}{bd} = \frac{69.84 * 10^3}{300 * 315} = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \\ &= 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV} \end{aligned}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement**

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{\text{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n * \pi * \phi ; n : \text{nombre des barres} \Rightarrow \sum U_i = 5 * 3.14 * 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{69.84 * 10^3}{0.9 * 315 * 188.4} = 1.31 \text{ MPa} < \tau_{\text{se}} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)**

Influence sur le béton (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99)

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * b * a \quad ; \quad a = 0.9d$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \frac{25}{1.5} * 300 * 283.5 = 567000N = 567KN$$

$$T_{u \max} = 69.84 KN < \bar{T}_u = 567KN \dots \dots \dots CV$$

Influence des aciers

$$A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} \leq A_{u \text{ appui}}$$

$$A_u = \frac{69.84 * 10^3}{348} = 200.69 \text{ mm}^2 = 2.01 \text{ cm}^2 < A_{u \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm}) = \text{min} (28.35 ; 40 \text{ cm}) = 28.38 \text{ cm} \text{ On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 300 * 200}{400} = 60 \text{ mm}^2 = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des $\phi 8$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

➤ **Vérification à ELS**

- **Etat limite de déformation (la flèche) :(Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{0ser}}$$

$$3) \frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} = 0.106 > \frac{1M_t}{10M_0} = \frac{1 \cdot 35.37}{10 \cdot 41.61} = 0.085 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{d * b_0} = \frac{5.65}{31.5 * 30} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Tableau III.9.Récapitulatif de vérification de la contrainte à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	35.37	5.65	10.81	48911.59	0.072	7.82	15	CV
Appuis	12.48	3.39	8.78	33017.05	0.038	3.32	15	CV

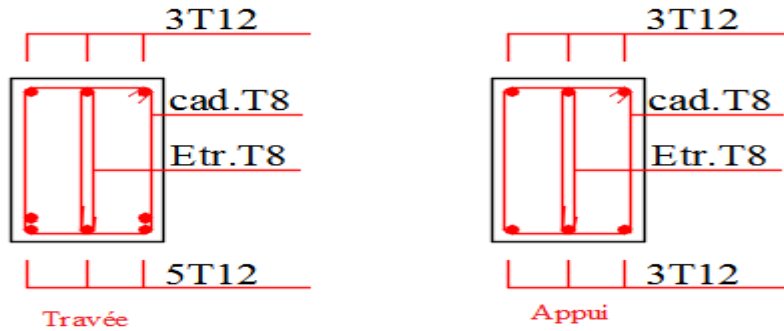


Figure III.17.Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Etude des planchers

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées. Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage.

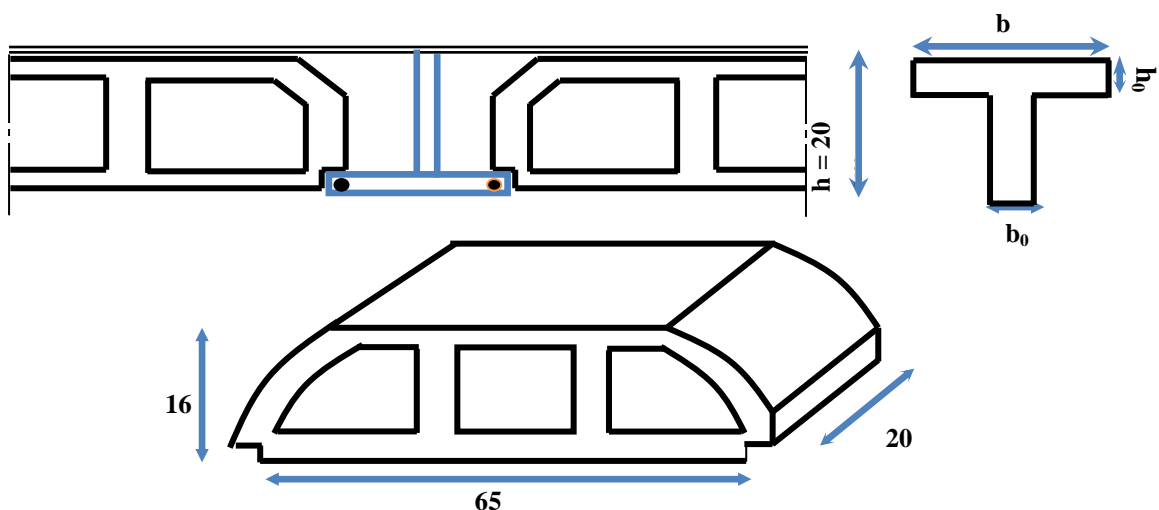


Figure III.18.Plancher à corps creux.

III.6.1. Dalle de compression

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

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

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

➤ Si : $L_1 \leq 50$ cm, La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à : $A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$

➤ Si : $50 \leq L_1 \leq 80$ cm, La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à : $A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}$ avec : (L_1 en cm) Avec : un espacement : **St=20 cm**

Avec L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $F_e = 400\text{MPa}$

(F_e : Limite élastique des aciers utilisées). 'Quadrillage de treilles soudé (**TLE 400**).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\perp} = 5\text{Ø}6 = 1.41 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : **St=20 cm**.

❖ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{// \text{ nervures}} = A_T / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

$A_{//} = 5\text{Ø}6 = 1.41 \text{ cm}^2$ $A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).

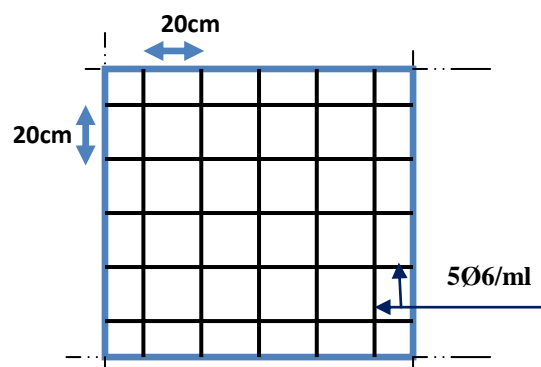


Figure III.19. Treillis soudés (20x20)

III.6.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales. Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étapes : Avant le coulage de la dalle de compression
- 2^{ème} étapes : Après le coulage de la dalle de compression

❖ Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

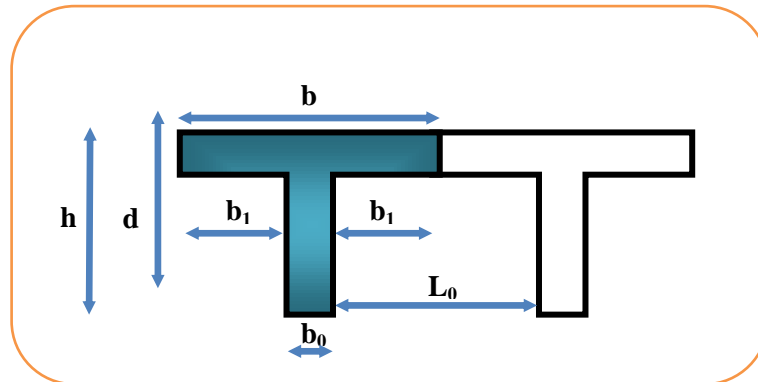


Figure III.20. Les différentes dimensions du plancher.

L_1 : La longueur de l'hourdis $L_1=65\text{cm}$

L_0 : La distance entre deux parements voisins de deux Poutrelles

$$L_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

L : La longueur de la plus grande travée ($L=4.7\text{m}$)

b_0 : Largeur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$)

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{cm}$)

b : Largeur de la dalle de compression ($b = 2b_1 + b_0$)

$$\text{On a: } h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{470}{22.5} = 20\text{cm}$$

On prend : $h = 20\text{cm}$.

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a: } 0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \quad 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$$

$$6\text{cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm} \quad \text{donc on a : } b_0 = 12\text{cm}$$

Calcul de largeur de la table

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left\{ \frac{L_0}{2}; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 \leq \min(26.5; 47) \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm}.$$

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

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

Charges et surcharges

- **Charge permanente**

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 2500 = 12 \text{ KN/ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$$G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

D'où : $G = 0.62 + 0.12 = 0.74 \text{ KN/ml}$

- **Charge d'exploitation**

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

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

- **Combinaison des charges**

➤ à L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/ml}$$

➤ à L'ELS:

$$q_s = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts tranchants et moments max en travée

➤ à L'ELU :

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.97 \times 4.7^2}{8} = 5.44 \text{ KN.m}$$

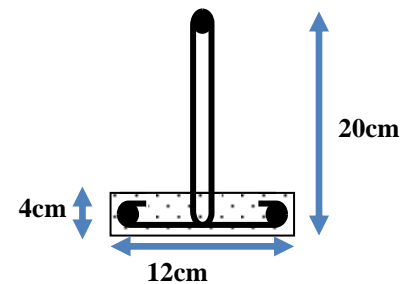
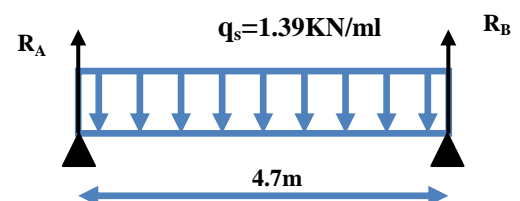
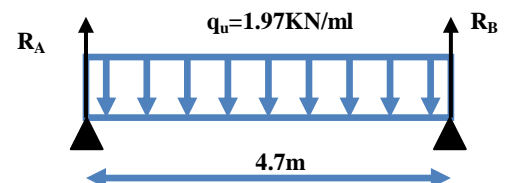


Figure III.21. La nervure



$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 4.7}{2} = 4.63 \text{ KN}$$

➤ à L'ELS:

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{1.39 \times 4.7^2}{8} = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.39 \times 4.7}{2} = 3.27 \text{ KN}$$

- La poutrelle travaille en flexion simple

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peut nuisible (FPP).

$$d = 0.9 \times h_0 = 3.6 \text{ cm} ; \gamma_b = 1.5 ; M_u = 5.44 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; M_{\text{ser}} = 3.84 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 2.46$$

$$\gamma = \frac{5.44}{3.84} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0.30$$

$$\mu_{lu} = 0.30$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \quad 2.46 > 0.3$$

La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis. Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

❖ Charge et surcharge et combinaison de charge

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} g=0.65G \\ q=0.65Q \end{cases}$$

Tableau III.10. Charge et surcharge et La combinaison de charge.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g=0.65G (KN/m ²)	q=0.65Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN.m ²)
Terrasse inaccessible	6.28	1.00	4.08	0.65	6.48	4.73
Étage courant	5.42	1.50	3.52	0.97	6.21	4.49
Etage service	5.42	2.5	3.52	1.63	7.20	5.15
RDC	5.42	4	3.52	2.6	8.65	6.12

On calcule le plancher le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :Le cas le plus défavorable c'est le cas de RDC : q_u=8.65 KN/m², Donc on prend : G=5.42KN/m² et Q=4KN/m²

Calcul des sollicitations➤ **Choix de la méthode de calcul**

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

1) Méthode forfaitaire❖ **Principe de la méthode forfaitaire**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M₀ dans la travée.

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1- $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$.
- 2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

4- Fissuration peu nuisible.

Remarque Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

❖ L'application de la méthode

$$1) Q = \begin{cases} 4 \leq 2G = 10.84 \text{ KN/m}^2 \text{ Satisfaite.} \\ Q = 4 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \text{ Satisfaite.} \end{cases}$$

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

$$3) \left. \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4}{3.95} = 1.01 \rightarrow 0.8 < 1.01 < 1.25 \right\} \text{ Satisfaite.}$$

$$\left. \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.95}{4} = 0.99 \rightarrow 0.8 < 0.99 < 1.25 \right\} \text{ Satisfaite.}$$

4) La fissuration est peu préjudiciable. **Satisfaite.**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode forfaitaire

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

M_0 : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_w, M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches et de droite pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_t : Le moment maximal dans la travée considérée.

α : Le rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q). $\Rightarrow \alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les valeurs prise pour M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_T \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Le moment maximal en travée est donné comme suit :

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- $0.6 M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

Type des poutrelles

Notre ouvrage comporte 3 types des poutrelles.

Type 01 : (Poutrelle à 6 travées)

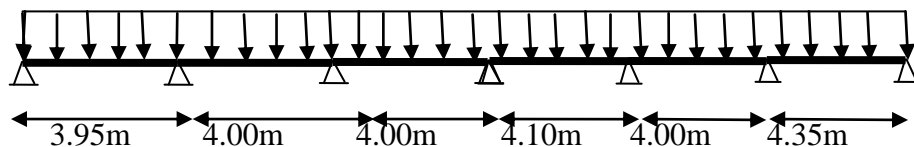


Figure III.22. Schéma statique de poutrelle type 1.

Calcul des moments

➤ Moment sur appuis

$$\text{Appuis de rive : } M_A = -0.15 \times M_1$$

$$M_G = -0.15 \times M_6$$

$$\text{Appuis voisin de rive : } M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_1, M_2)$$

$$M_F = -0.5 \times \text{Max}(M_5, M_6)$$

$$\text{Appuis intermédiaire : } M_C = -0.4 \times \text{Max}(M_2, M_3)$$

$$M_D = -0.4 \times \text{Max}(M_3, M_4)$$

$$M_E = -0.4 \times \text{Max}(M_4, M_5)$$

$$M_{u1} = \frac{q_u \cdot l_1^2}{8} \quad M_{ser1} = \frac{q_{ser} \cdot l_1^2}{8} \quad M_{u2} = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8} \quad M_{ser2} = \frac{q_{ser} \cdot l_2^2}{8}$$

➤ Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{4}{5.42 + 4} = 0.42$$

- Moment calculé : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 \cdot M_0 \end{array} \right\}$
- Moment minimal réglementaire : $M_t \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{array} \right\}$

A L'ELU $M_{u1}=16.87 \text{ KN.m}$; $M_{u2}=M_{u3}=M_{u5}=17.3 \text{ KN.m}$; $M_{u4}=18.18 \text{ KN.m}$; $M_{u6}=20.46 \text{ KN.m}$

Travée 01

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 13.41 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.326}{2} \times 16.87 = 11.18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 02

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.126 \times 17.3 - \frac{8.65 + 6.92}{2} = 11.69 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.126}{2} \times 17.3 = 9.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 03

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.126 \times 17.3 - \frac{6.92 + 7.27}{2} = 12.83 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.126}{2} \times 17.3 = 9.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 04

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.126 \times 18.18 - \frac{7.27 + 7.27}{2} = 13.20 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.126}{2} \times 18.18 = 10.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 05

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.126 \times 17.3 - \frac{7.27 + 10.23}{2} = 10.73 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.126}{2} \times 17.3 = 9.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 06

$$\begin{cases} M_t \geq 1.126 \times 20.46 - \frac{10.23 + 3.07}{2} = 16.38 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.326}{2} \times 20.46 = 13.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A l'ELS $M_{\text{ser}1} = 11.94 \text{ KN.m}$; $M_{\text{ser}2} = M_{\text{ser}3} = M_{\text{ser}5} = 12.24 \text{ KN.m}$; $M_{\text{ser}4} = 12.68 \text{ KN.m}$

$M_{\text{ser}6} = 14.48 \text{ KN.m}$

Travée 01

$$\begin{cases} M_t \geq 9.49 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.326}{2} \times 11.94 = 7.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée 02

$$\begin{cases} M_t \geq 1.126 \times 12.24 - \frac{6.12 + 4.90}{2} = 8.27 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.126}{2} \times 12.24 = 6.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée 03

$$\begin{cases} M_t \geq 1.126 \times 12.24 - \frac{4.90 + 5.14}{2} = 8.76 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.126}{2} \times 12.24 = 6.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée 04

$$\begin{cases} M_t \geq 1.126 \times 12.86 - \frac{5.14 + 5.14}{2} = 9.34 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.126}{2} \times 12.86 = 7.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée 05

$$\begin{cases} M_t \geq 1.126 \times 12.24 - \frac{5.14 + 7.24}{2} = 7.59 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.126}{2} \times 12.24 = 6.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée 06

$$\begin{cases} M_t \geq 1.126 \times 14.48 - \frac{7.24 + 2.17}{2} = 11.60 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.326}{2} \times 14.48 = 9.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.11.Moments aux appuis (type 01)

Moment	M _A	M _B	M _C	M _D	M _E	M _F	M _G
ELU	-2.51	-8.65	-6.92	-7.27	-7.27	-10.23	-3.07
ELS	-1.79	-6.12	-4.90	-5.14	-5.14	-7.24	-2.17

Tableau III.12.Moments en travées (type 01)

Moment (KN.m)		M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
ELU	M _t	13.41	11.69	12.83	13.20	10.73	16.38
	M _{tmin}	11.18	9.74	9.74	10.23	9.74	13.65
ELS	M _t	9.49	8.27	8.76	9.34	7.59	11.60
	M _{tmin}	7.92	6.98	6.89	7.24	6.89	9.60

➤ **Calcul des efforts tranchants : (Ch. 3 §III.4) BAEL91/99**

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_T}{M_w + M_T}}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_T}{M_e + M_T}}}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

Tableau III.13.Récapitulatif des efforts tranchants à L'ELU de l'hourdis (type01).

	a (m)	b (m)	V _w (KN)	V _e (KN)
Travée 1	1.80	2.16	-15.23	18.11
Travée 2	2.05	1.95	-17.94	15.94
Travée 3	1.99	2.01	-16.74	16.93
Travée 4	2.05	2.05	-17.08	17.08
Travée 5	1.92	2.08	-17.72	19.20
Travée 6	2.36	1.98	-19.66	16.80

Tableau III.14.Récapitulatif des efforts tranchants à L'ELS de l'hourdis (type01)

	a (m)	b (m)	V _w (kN)	V _e (kN)
Travée 1	1.80	2.16	-10.79	13
Travée 2	2.05	1.95	-12.69	12.09
Travée 3	1.99	2.01	-11.85	11.97
Travée 4	2.05	2.05	-12.08	12.08
Travée 5	1.92	2.08	-12.53	13.59
Travée 6	2.36	1.98	-14.27	11.89

Type 02 : (Poutrelle à 2 travées)

q

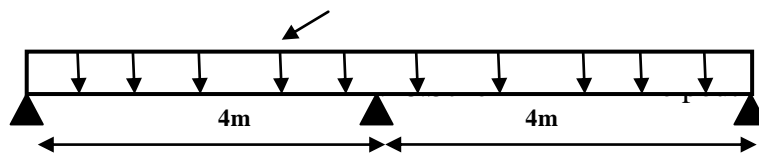


Figure III.23.Schéma statique de poutrelle type 2.

$$M_{u1}=M_{u2}=17.30 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ser1}=M_{ser2}=12.24 \text{ KN.m}$$

➤ Moment sur appuis

$$\text{Appuis de rive : } M_A = M_C = -0.15 \times M_1$$

$$\text{Appuis intermédiaire : } M_B = -0.6 \times \max(M_1, M_2)$$

Tableau. III.15.Moments aux appuis (type 02)

Moment (KN.m)	M _A	M _B	M _C
ELU	-2.6	-10.38	-2.6
ELS	-1.84	-7.34	-1.84

Tableau. III.16.Moments en travées (type 02)

Moment (KN.m)		M ₁	M ₂
ELU	M _t	13.41	11.69
	M _{tmin}	11.18	9.74
ELS	M _t	9.49	8.27
	M _{tmin}	7.92	6.98

Tableau III.17.Récapitulatif des efforts tranchants à L'ELU de l'hourdis (type02)

	a (m)	b (m)	V _w (KN)	V _e (KN)
Travée 1	1.78	2.22	-15.8	19.68
Travée 2	2.22	1.78	-19.68	15.8

Tableau III.18.Récapitulatif des efforts tranchants à L'ELS de l'hourdis (type02).

	a (m)	b (m)	V _w (kN)	V _e (kN)
Travée 1	1.78	2.22	-11.19	13.93
Travée 2	2.22	1.78	-13.93	11.19

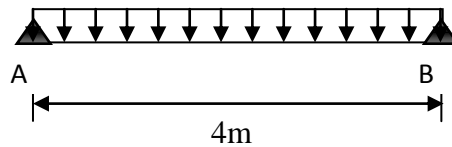
Type 03 :(Poutrelle à 1 travée)

Figure III.24.Schéma statique de poutrelle type 3.

A L'ELU

➤ **Le moment en travée** $M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8.65(4)^2}{8} = 17.3 \text{ KN. m}$

➤ **L'effort tranchant** $R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8.65 \times 4}{2} = 17.3 \text{ KN}$

Diagramme des efforts internes

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

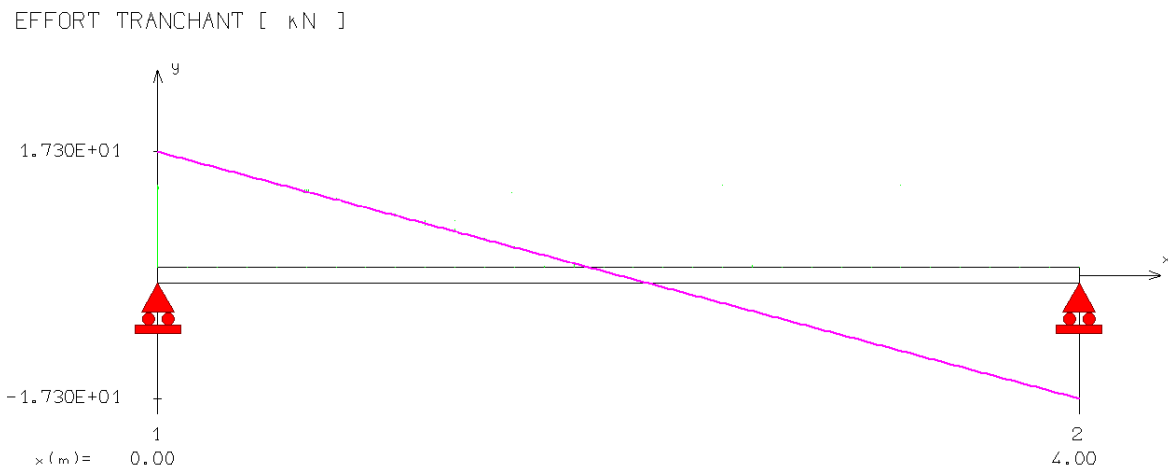


Figure III.25. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELU

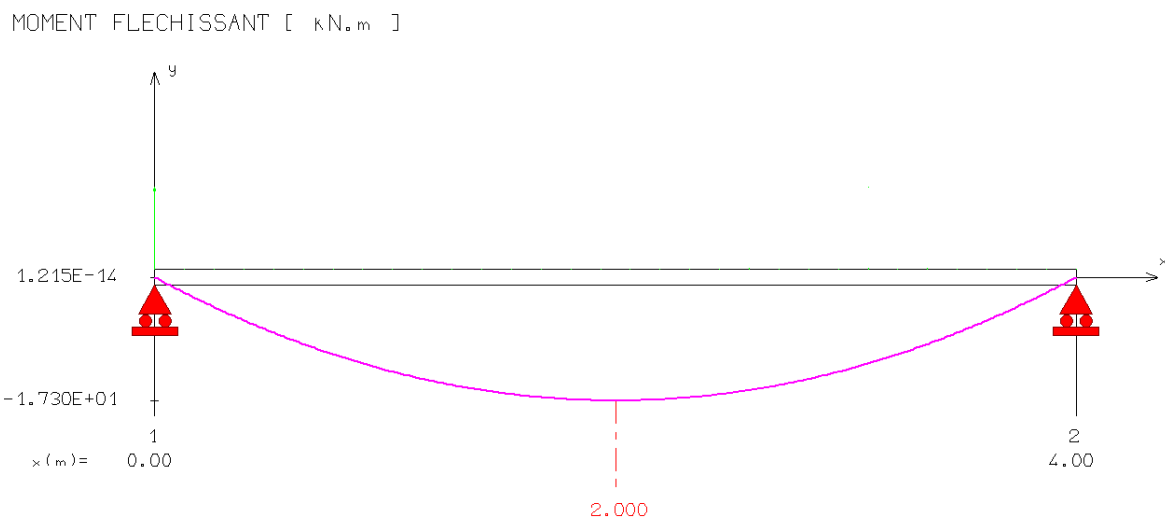


Figure III.26. Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELU

A L'ELS

- Le moment en travée $M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{6.12(4)^2}{8} = 12.24 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant $R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{6.12 \times 4}{2} = 12.24 \text{ KN}$

Diagramme des efforts internes : Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

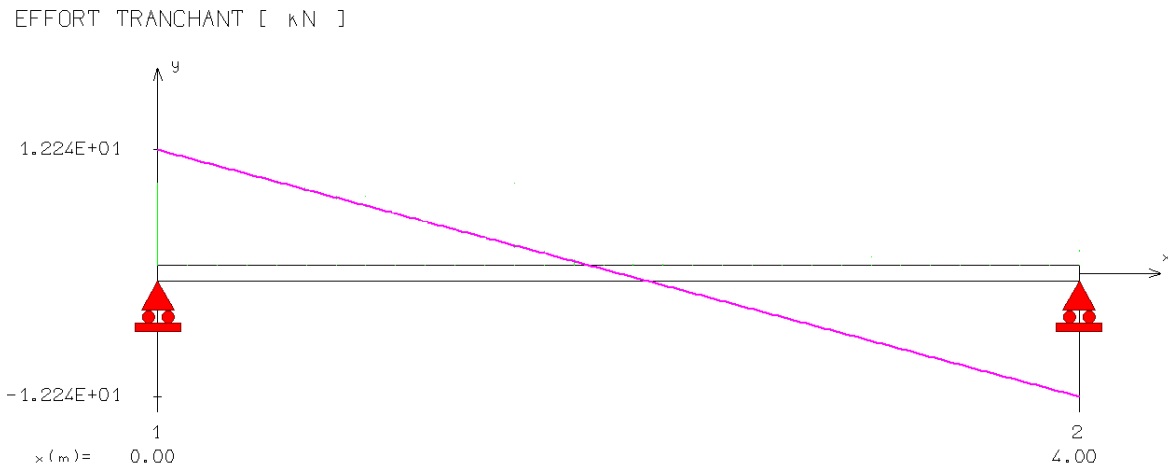


Figure III.27. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELS

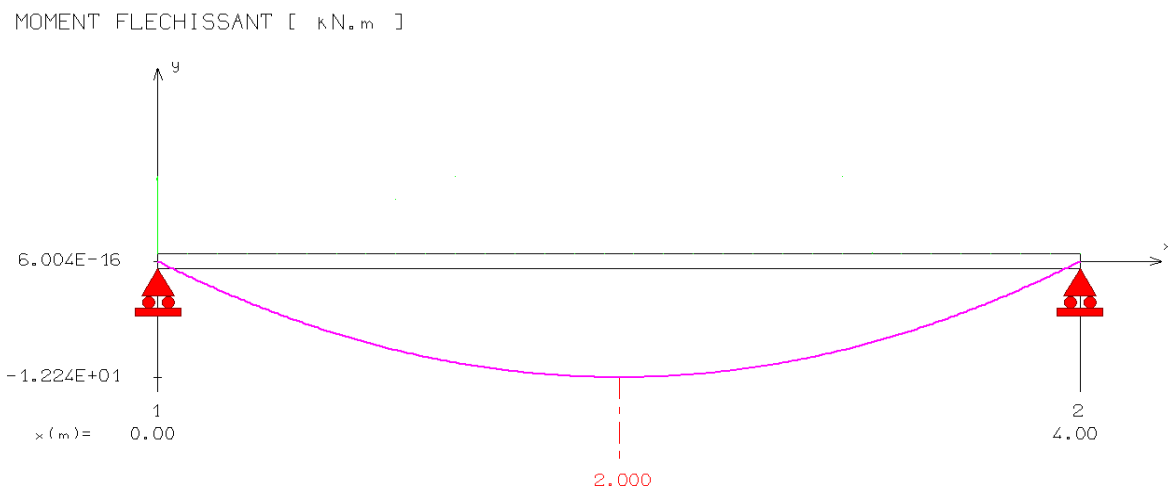


Figure III.28. Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELS.

III.6.3. Ferrailage

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée.

a) Calcul de ferrailage à L'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

➤ **A L'ELU**

$$M_t = 14.71 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 5.19 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 17.30 \text{ KN}$$

➤ **A L'ELS**

$$M_t = 10.40 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 3.67 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 12.24 \text{ KN}$$

a.1) Calcul des armatures longitudinales➤ **En travée**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max : $M_{t \max} = 14.71 \text{ KN.m}$

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow 0.9h = 18 \text{ cm}$$

✓ **Moment de référence**

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.20 = 0.37 \text{ MN} \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.18 - \frac{0.04}{2} = 0.16 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 0.0592 \text{ MN.m} = 59.2 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 59.2 \text{ KN.m} > 14.71 \text{ KN.m}$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$, $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

Calcul du moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.71 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.049$$

$$\mu_{bu} = 0.049 < \mu_l = 0.392 \text{ (Pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

Calcul de β_u

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.063$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.97$$

Armatures longitudinales

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14.71 \times 10^5}{0.97 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 2.42 \text{ cm}^2 \text{ Donc : on adopte } 3\text{T}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Tableau III.19. Les armatures longitudinales choisie(en travée)

Type	M_u^t (max) (KN.m)	μ_{bu}	A'_s (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_s adopté(cm ²)
Résultats	14.71	0.049	0	2.42	3T12	3.39

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 5.19 \text{ KN.m}$$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm².

Calcul le moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5.19 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.094$$

Calcul de β_u

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.12$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.95$$

Armatures longitudinales

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.19 \times 10^5}{0.95 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.87 \text{ cm}^2 \text{ Donc : on adopte } 2\text{T}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Tableau III.20. Les armatures longitudinales choisie (aux appuis)

Type	M_u^a (max) (KN.m)	μ_{bu}	A'_s (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_s adopté(cm ²)
Résultats	5.19	0.094	0	0.87	2T12	2.26

III.6.4. Calcul des armatures transversales**a) Le diamètre minimal des armatures transversales**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91/99 Art. A.7.2.12)

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_1 \right\} = 5.71 \text{ mm} \text{ On prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

b) La section d'armatures transversales

On choisira un cadre de Ø8, donc $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

c) L'espacement entre les cadres (BAEL91/99.Art. A.5.1.22)

$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$ On prend: $S_t = 20 \text{ cm}$

III.6.5.Vérification à l'ELU**1. Vérification de la condition de non fragilité**• **Aux appuis**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

• **En travée**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

2. Vérification au cisaillement (BAEL91/99 .Art .A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 17.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.30 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma U_i}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{17.30 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

❖ La longueur de scellement

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{fe}{\tau_{su}}\right)$$

Avec:

τ_{su} : Contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s^2 : Coefficient de scellement des barres égale à 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{fe}{\tau_{su}}\right) = \left(\frac{1}{4}\right) \times \left(\frac{400}{2.83}\right) = 35.33 \text{ cm}$$

$L_s = 35.33 \text{ cm} > L_a = 30 \text{ cm}$ (la largeur de la poutre).

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de **BAEL91/99 (Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers HA.

$L_c = 0.4 \times L_s = 14.33 \text{ cm} \Rightarrow$ On peut utiliser l'ancrage courbe (crochet à 45°).

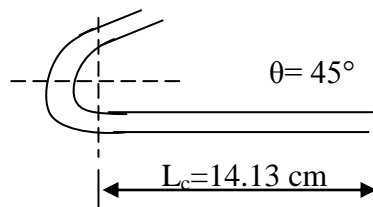


Figure III.29. L'ancrage des barres

III.6.7. Vérification à l'ELS

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = KxY$)

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

✓ Position de l'axe neutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

✓ Calcul de Moment d'inertie I

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.21. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.

Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Obs
Travée	10.40	3.39	4.58	11239.46	4.24	C.V
Appui	3.67	2.26	3.84	8023.97	1.76	C.V

III.6.8. Vérification de la flèche

D'après les règles BAEL91/99, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.07 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.07 < 0.063) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0028 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Avec } h_t = 20 \text{ cm ; } b = 65 \text{ cm ; } d = 18 \text{ cm ; } L = 400 \text{ cm ; } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 10.40 \text{ KN.m ; } M_{0, ser} = 3.67 \text{ KN.m ; } f_e = 400 \text{ MPa}$$

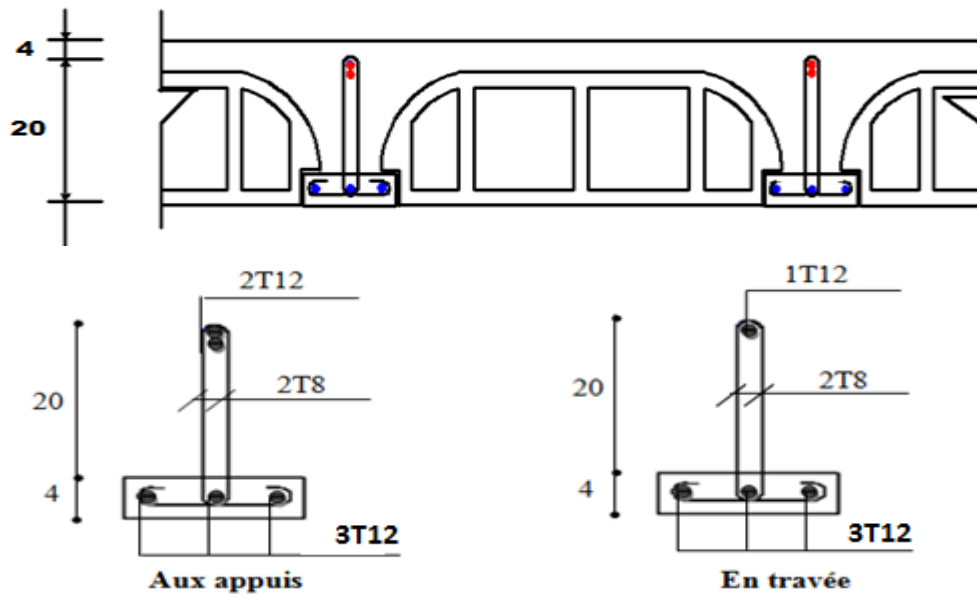


Figure III.32. Schéma de ferrailage des poutrelles.

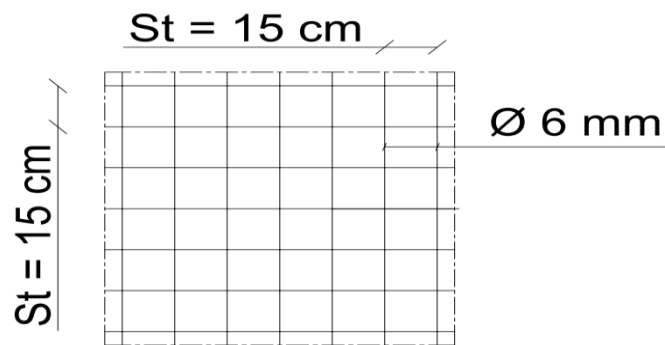


Figure III.30. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.7. Etude de la dalle machine

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

- Le moteur(machine)
- Dalle supportant lamachine
- Cabined'ascenseur.

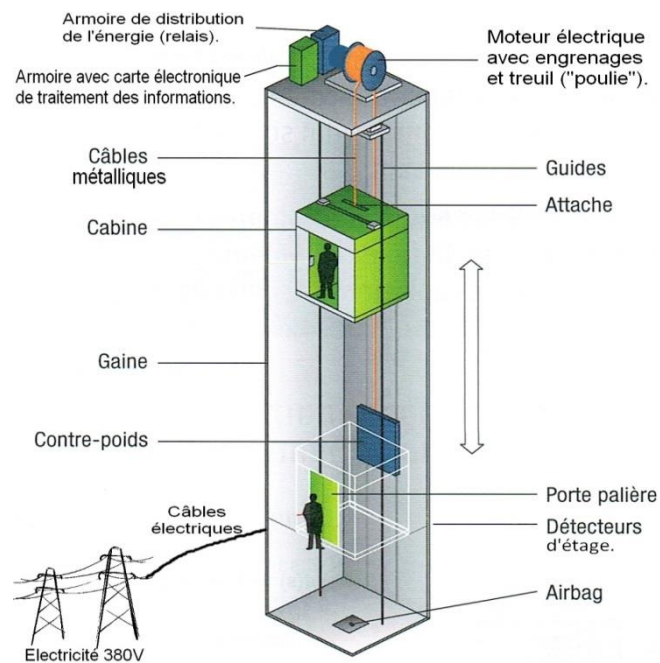


Figure III.31. Schéma d'un ascenseur mécanique.

III.7.1. Etude de la dalle machine d'ascenseur

L'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargé au moyenne de 9 personnes est 60 KN.

III.7.1.1. Pré dimensionnement de la dalle

Nous avons deux conditions à vérifier :

a) Résistance à la flexion :

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40} \Rightarrow 3.80 \text{ cm} \leq e \leq 4.75 \text{ cm}$$

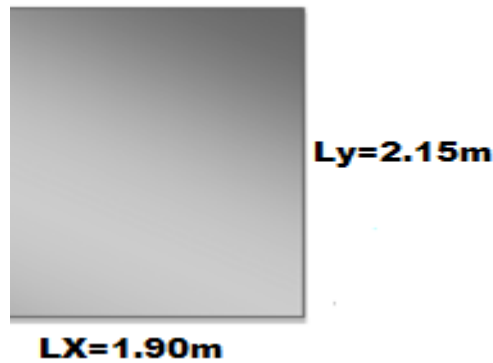


Figure III.32.Schéma de la dalle machine de l'ascenseur.

b) Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être $\geq 25 \text{ cm}$.

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$.

III.7.1.2.Evaluation des charges et surcharges**a) Charges permanentes :**

Le poids de la machine = 60 KN

$$\text{Le poids de la dalle + Revêtement} = 0.25 \times 25 + 0.05 \times 22 = 7.35 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharges permanentes :

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

c) Combinaison de charge :

Tableau III.22.Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique(KN/m ²)	Charge ponctuelle(KN)
ELU	11.42	81
ELS	8.35	60

III.7.1.3.Calcul des sollicitations**a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie**

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.90}{2.15} = 0.88 \quad \Rightarrow \quad 0.4 < \alpha < 1 \quad \Rightarrow \quad \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

$$\text{On a : } M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Tel qu'à l'ELU :

$$\mu_{x,u} = 0.0476 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0476 \times 11.42 \times 1.90^2 = 1.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,ru} = 0.7438 \Rightarrow M_{y,1} = 0.7438 \times 1.96 = 1.46 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$\mu_{x,ser} = 0.0546 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0546 \times 8.35 \times 1.90^2 = 1.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0.8216 \Rightarrow M_{y,1} = 0.8216 \times 1.65 = 1.36 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments sous charge localisée

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

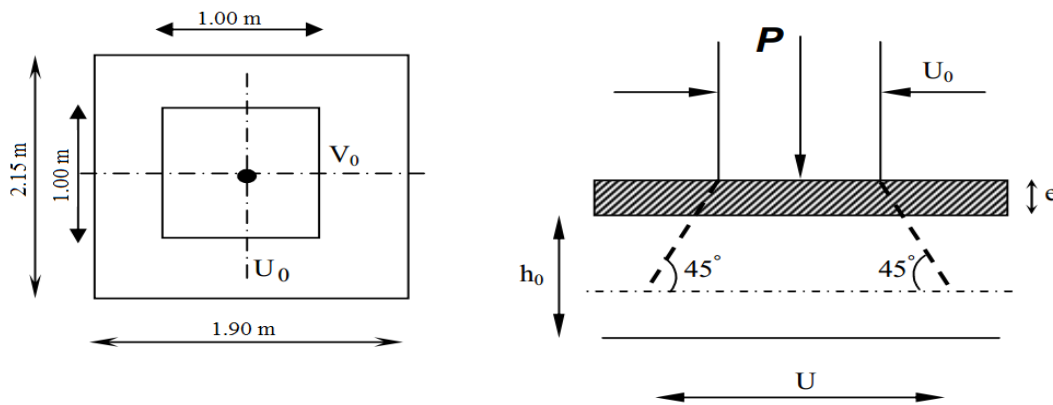


Figure III.33. Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.

Avec:

e : Epaisseur du revêtement (5cm)

h_0 : Epaisseur de la dalle (25cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

Et : $(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

$$\text{Tel que : } U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$\text{A partir des abaques on a : } \frac{U}{L_x} = \frac{1.35}{1.90} = 0.71$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.35}{2.15} = 0.63$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.9$ et par itération on trouve : **(CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME M BELAZOUGUI)**

$$M_1 = 0.0755$$

$$M_2 = 0.0605$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 81 \times 0.0755 = 6.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 81 \times 0.0605 = 4.90 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 60 \times (0.0755 + 0.2 \times 0.0605) = 5.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 60 \times (0.0605 + 0.2 \times 0.0755) = 4.54 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

✓ A l'ELU :

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 8.08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 6.36 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS :

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 5.90 \text{ KN.m}^2$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85M_x$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ax} = -0.5M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85M_y$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ay} = -0.5M_x$$

Tableau III.23.Récapitulatif des moments de la dalle machine

	petite portée			grande portée		
	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	8.08	6.87	- 4.04	6.36	5.41	- 4.04
ELS	6.91	5.87	- 3.46	5.90	5.02	- 3.46

III.7.1.4.Etude de la dalle

a) Calcul de ferrailage à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$b=1.00$ m ; $h=0.25$ m ; $d = 0.9h=0.225$ m ; $d'=C'=2.5$ cm.

✓ Moments ultime réduit :

$$\mu_U = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

✓ Section d'armature :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

✓ Condition de non fragilité

D'après l'article B.7.4 BAEL91/99, la section minimale pour les dalles dans le sens xx

est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens Y-Y est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour $f_e E400$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.24.Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.

Position		M_u	μ_U	$\mu_l = 0.392$	B_u	A_s	A_{min}	Choix	$A_{s\text{adopté}}$
Sens XX	Travée	6.87	0.007	SSA	0.007	0.72	1.59	5T10	3.93
	Appuis	-4.04	0.004	SSA	0.004	0.41	1.59	5T10	3.93
Sens YY	Travée	5.41	0.005	SSA	0.005	0.51	1.50	5T10	3.93
	Appuis	-4.04	0.004	SSA	0.004	0.41	1.50	5T10	3.93

b) Vérification à l'ELU**✓ Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{81}{2 \times 1.35 + 1.35} = 20 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{81}{3 \times 1.35} = 20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

✓ Vérification au poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(135 + 135) = 5.40 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 5.40 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1012.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1012.5 \text{ KN} < 1417.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'écartement minimal des barres

D'après l'article A-8.2.42 BAEL91/99, l'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h; 33\text{cm})$

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

d) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(20 + \frac{4.04}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10 = 1.15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 20 \text{ KN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 22.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1350 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

e) Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

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

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25.Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.

Position		$M_{ser}(\text{KN})$	Y (cm)	$I (\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
Sens X-X	Travée	5.87	4.59	22132.70	1.22	21	C.V
	Appuis	- 3.46	4.59	22132.70	0.72	21	C.V
Sens Y-Y	Travée	5.02	4.59	22132.70	1.04	21	C.V
	Appuis	-3.46	4.59	22132.70	0.72	21	C.V

f) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :(Art B.6.5.1 BAEL91/99)

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.13 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}} \right) \Rightarrow (0.13 > 0.085) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0017 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 25\text{cm} ; b = 100\text{ cm} ; d = 22.5\text{ cm} ; L = 1.90\text{m} ; A_s = 3.93\text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 5.87\text{ KN.m} ; M_{\text{ser0}} = 6.91\text{ KN.m} ; f_c = 400\text{MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m².

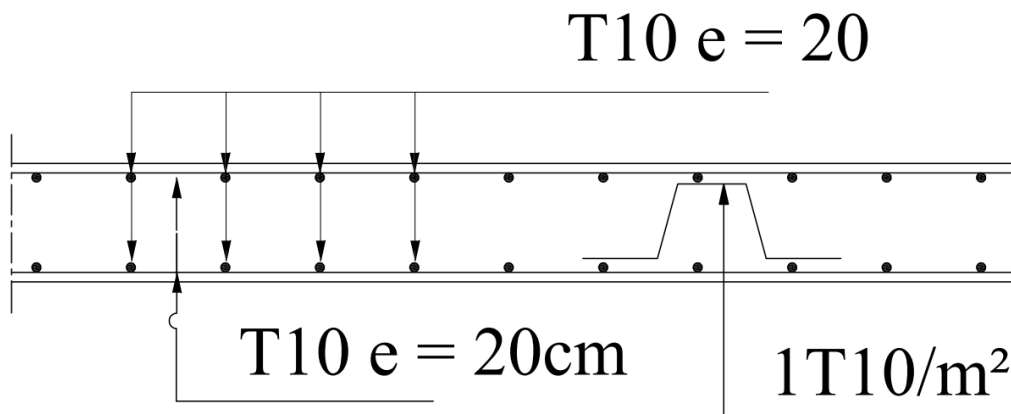


Figure III.34. Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.

CHAPITRE IV :

ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction

La structure en question est sujette à l'action du séisme. Les secousses telluriques engendrent dans les constructions des accélérations qui peuvent être d'un ordre de grandeur de telle sorte à influencer négativement sur la stabilité de celle-ci. Il en résulte des efforts importants pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Notre structure se trouvant dans une zone sismique, une étude dynamique s'impose dans le but de limiter dans la mesure du possible, les dégâts sur éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003

IV.3.1. Zone sismique

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante. Notre structure est implantée dans la wilaya de Bouira qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

IV.3.2. Importance de l'ouvrage (catégorie)

Le niveau de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance. Notre structure est un bâtiment est classée dans le groupe d'usage 2.

IV.4. Présentation des différentes méthodes de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4.1. La méthode statique équivalente

a) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par

un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les structures qui satisfont aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone IIa.

IV.4.2. La méthode modale spectrale

a) Principe de la méthode

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

b) Conditions d'application

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

IV.4.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

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. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires).

IV.5. Choix de la méthode de calcul

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base de la méthode modale spectral donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.6. Modélisation de la structure

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une

console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois(3) DDL deux translation suivant (x, y) et une rotation suivant (z).

IV.7.Méthode dynamique modale spectrale

IV.7.1. Spectre de réponse du calcul

Selon le RPA99/version2003 l'action sismique est représentée par le spectre du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ seconde} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T > 3.0 \text{ seconde} \end{cases}$$

IV.7.2.Détermination des paramètres du spectre de réponse

1. Classification du site

Selon le rapport du sol, l'ouvrage classé sur le site ferme catégorie S3.

Et on a $T_1=0.15s$ et $T_2=0.50s$ (D'après tableau 4.7 RPA99/2003)

2. Facteur de correction d'amortissement η

Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

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

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas d'après le tableau (4.2)

RPA99/version2003 donc : $\xi(\%) = 8.5 \%$.

$$\text{Alors : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$$

3. Estimation de la période fondamentale

D'après l'article 4.2.4 du RPA99/version2003, la formule empirique égale :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003) $\Rightarrow C_T = 0.05$.

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\Rightarrow h_N = 28.9 \text{ m.} \quad \text{D'où : } T = 0.05(28.9)^{\frac{3}{4}} = 0.623 \text{ sec.}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante: $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

a) Sens longitudinale : $D_x = 24.40 \text{ m.}$

b) Sens transversale : $D_y = 16.16 \text{ m.}$

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003, Donc :

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

Pour le sens longitudinal :

$$T_x = \text{Min} (0.623 \text{sec}, 0.527 \text{sec}). \text{Donc : } T_x = 0.527 \text{sec.}$$

Pour le sens transversal :

$$T_y = \text{Min} (0.623 \text{sec}, 0.645 \text{sec}) \text{ Donc : } T_y = 0.623 \text{ sec.}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.50 \text{ sec.}$$

4. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen : D

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique dépendant du site.

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{ (Tableau 4.7 du RPA99/ version2003).} \end{cases}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_x < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc: } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\text{D'où: } D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.50}{0.527}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1.970$$

$$D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.50}{0.623}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1.762$$

5. Coefficient d'accélération de zone « A »

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA99/version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la **zone IIa** et groupe d'usage **2** $\Rightarrow A = 0.15$.

6. Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/version2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles,

Donc $R = 3.5$.

7. Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

a. Conditions minimal sur les files de contreventement :

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

Sens longitudinal : (6 travées)

$$4.4/4 = 1.1 < 1.5$$

$$4/4 = 1 < 1.5$$

} Critère observé $p_q = 0$

Sens transversal : (4 travées)

$$4.25/3.30 = 1.29 < 1.5$$

$$3.30/3.90 = 0.85 < 1.5$$

$$3.90/4.70 = 0.83 < 1.5$$

} Critère observé $p_q = 0$

b. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de

contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Sens longitudinal : (7files) $L_{max}/L_{min} = 4.40 / 4 = 1.1 < 1.5$ Critère observé $p_q = 0$

Sens transversal : (5 files) $L_{max}/L_{min} = 4.70 / 3.30 = 1.42 < 1.5$ Critère observé $p_q = 0$

c. La régularité en plan et en élévation :

c.1. Régularité en plan : D'après l'article 3.5.a du RPA99/version2003 :

On calcule : $0.25 < L_x/L_y = 1.5 < 4$CVDonc : on a une régularité en plan.

c.2. Régularité en élévation : D'après l'article 3.5.b du RPA99/version2003, la structure est classée régulièrement en élévation, donc : $p_q = 0$

d. Contrôle de la qualité des matériaux : On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0.05$.

e. Contrôle de la qualité d'exécution : On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.1$

Tableau IV.1. Pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	P_q (S. long)	
	Observé	N/Observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1
Q (totale)	1.15	

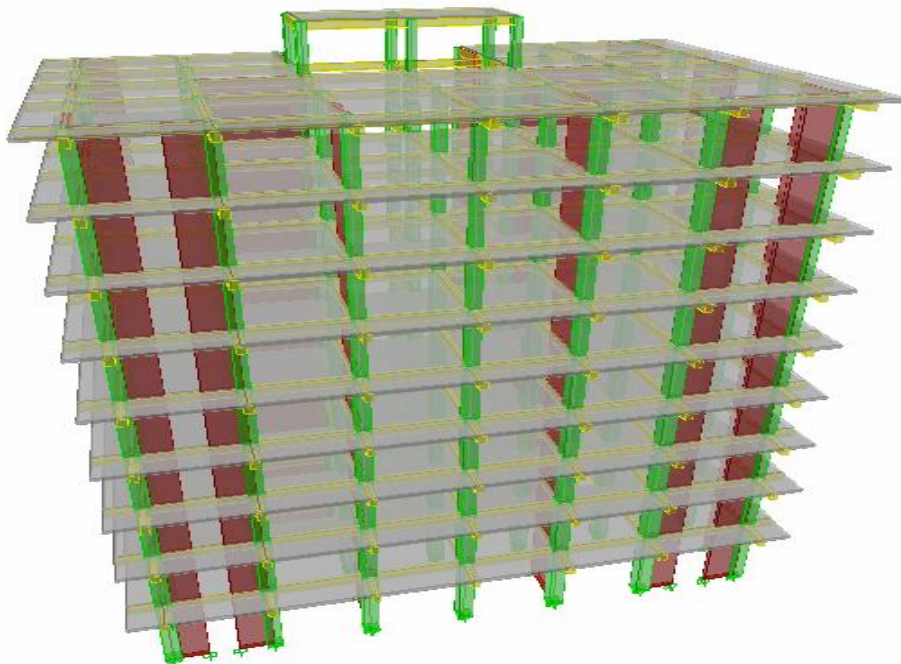


Figure IV.1. Vue en 3D de la structure.

8. Poids total de la structure W : Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99/version2003 ($\beta = 0.20$)

W_{gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d’exploitations.

Tableau IV.2.Les valeurs obtenues.

A	D _x	D _y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.15	1.970	1.762	1.15	3.5	0.632	47214.97

IV.8.Caractéristiquesgéométriquesdesvoiles

Les voiles doivent respecter un certain nombre des dispositions constructives imposées par RPA99/version 2003.

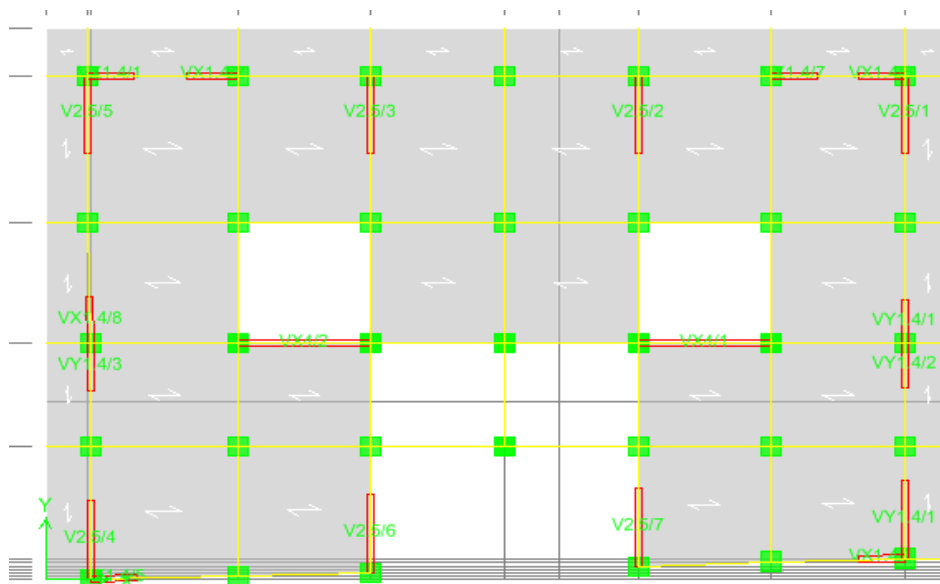


Figure IV.2.Disposition des voiles.

IV.9.Caractéristiques géométriques et massique de la structure

A. Détermination des masses et centre de masse par étages

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec M_i : La masse de l’élément i.

X_i, Y_i : Coordonnées du CDG de l’élément i par rapport au repère global.

Tableau IV.3.Centre de masse et inertie des niveaux.

Plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		excentricité	
	Masse(t)	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
RDC	629.5601	13.588	8.59	13.435	8.78	0.153	-0.19
E1	545.0792	13.528	9.053	13.652	8.831	-0.124	0.222
E2	516.3972	13.524	9.105	13.737	9.03	-0.213	0.075
E3	534.5955	13.532	9.118	13.785	9.235	-0.253	-0.117
E4	527.6399	13.53	9.131	13.802	9.424	-0.272	-0.293
E5	520.5322	13.528	9.128	13.799	9.595	-0.271	-0.467
E6	520.347	13.528	9.125	13.786	9.751	-0.258	-0.626
E7	523.9892	13.549	9.169	13.773	9.895	-0.224	-0.726
E8	494.8023	13.395	9.261	13.763	10.017	-0.368	-0.756

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité).

e_x: excentricité théorique suivant x.

e_y: excentricité théorique suivant y.

➤ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

Sens X-X : $e_{acc\ x} = 0.05 \times 24.40 = 1.22 \text{ m}$.

Sens Y-Y : $e_{acc\ y} = 0.05 \times 16.16 = 0.81 \text{ m}$.

Donc : $e_x = \text{Max}(e_{acc\ x}; e_{acc\ y}) = \text{Max}(1.22; 0.81) = 1.22 \text{ m}$.

$W_t = 47214.97 \text{ KN}$.

➤ **Nombre des modes à considérer**

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- 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 (03) dans chaque direction considérée.

IV.10. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale

➤ Mode des vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7.4, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Périodes, modes et facteurs de participation massique.

Modes	Période (S)	UX	UY	ΣUX	ΣUY	Nature
1	0.785	70.714	0.002	70.714	0.002	Translation X-X
2	0.648	0.028	71.590	70.742	71.592	Translation Y-Y
3	0.589	0.550	2.119	71.293	73.710	Torsion
4	0.198	17.084	0.000	88.377	73.710	
5	0.178	0.000	14.089	88.377	87.799	
6	0.163	0.005	0.417	88.382	88.216	
7	0.107	0.861	0.000	89.243	88.216	
8	0.102	0.000	0.609	89.243	88.825	
9	0.091	0.146	0.000	89.389	88.825	
10	0.086	5.323	0.002	94.712	88.827	
11	0.079	0.007	5.249	94.719	94.075	

➤ Modes des vibrations obtenus

1. Premier mode de vibration : « Translation suivant X »

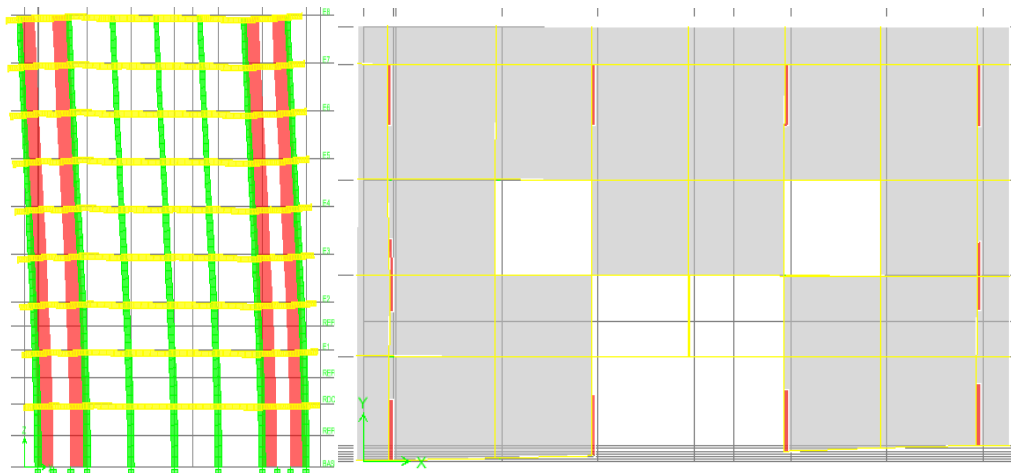


Figure IV.3.1^{er} Mode de translation suivant le sens X-X de période $T = 0.785\text{sec}$.

2. Deuxième mode de vibration : « Translation suivant Y »

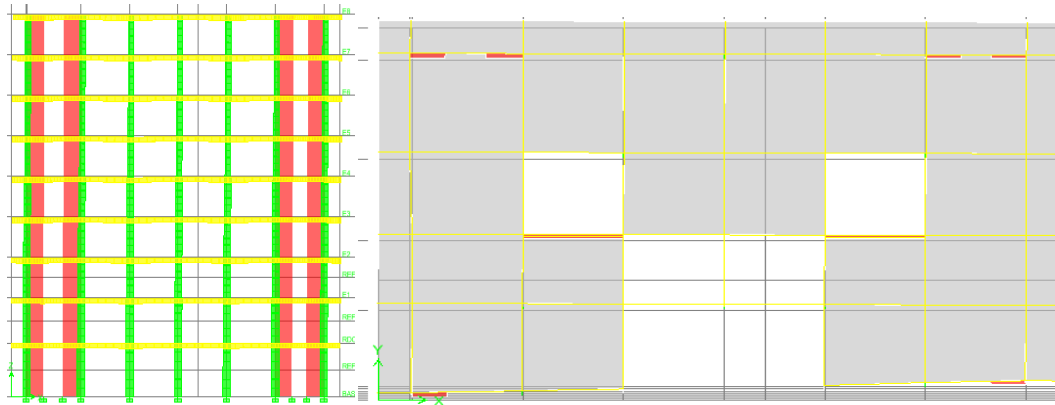


Figure IV.4.2^{ème} Mode de translation suivant le sens Y-Y de période $T = 0.648$ sec.

3. Troisième mode de vibration : « Rotation suivant Z »

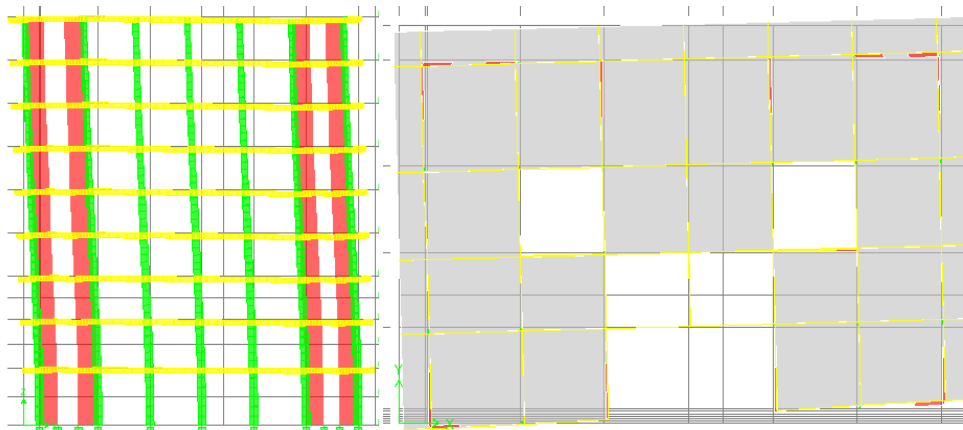


Figure IV.5.3^{ème} Mode de rotation autour de l'axe Z de période $T = 0.589$ sec.

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : La période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.785$ sec)

T : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0.623$ sec)

- La période fondamentale $T_{dyn} = 0.785$ sec
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0.785$ sec $< 1.3 (0.623) = 0.801$ sec.....Condition vérifiée.

- Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (X-X) et (Y-Y) successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion de faible participation massique (mode parasite) par ce que la participation massique est inférieure à 5%.
- La somme des masses modales effectives atteindre 90% de la masse totale de la structure dans le huitième mode donc le nombre de mode à considérer est 11 modes.

IV.11.L'effort tranchant modal à la base

Tableau IV.5.L'effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).

Spectre	F1(KN)	F2(KN)	F3(KN)	M1(KN. m)	M2(KN. m)	M3(KN. m)
EX	3311.02	97.12	0	2025.061	67097.007	30366.845
EY	97.12	3734.71	0	76413.785	1966.304	49413.274

$V_{x, dy} = 3312.44 \text{ KN}$ et $V_{y, dy} = 3735.97 \text{ KN}$

IV.12.Vérification des exigences de RPA99/version2003

- Vérification de la force sismique :** D'après l'article 4.3.6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale F ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V . Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$
- Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/version2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$\text{Donc : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.970 \times 1.15}{3.5} \times 47214.97 \Rightarrow V_{x, stat} = 3960.59 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.761 \times 1.15}{3.5} \times 47214.97 \Rightarrow V_{y, stat} = 3541.73 \text{ KN.}$$

Tableau IV.6.Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	$V_{statique} \text{ (KN)}$	$V_{dynamique} \text{ (KN)}$	$0.8 V_{statique}$	$0.8V_{stat} < V_{dyn}$
Sens X-X	3960.59	3312.44	3168.47	CV
Sens Y-Y	3541.73	3735.97	2833.38	CV

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

3. Justification du système de contreventement

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 /version 2003. On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales repris par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.7.Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE		PORTIQUE		VOILE(%)		PORTIQUE(%)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Base	2383.47	2835.02	407.78	542.62	45.67	54.33	42.91	57.09

Tableau IV.8.Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE	PORTIQUE	VOILE(%)	PORTIQUE(%)
	F3	F3	F3	F3
Base	16921.6	30967.41	35.34	64.66

Avec **F3** : La charge verticale reprise par l'élément.

F1 : La charge horizontale suivant X.

F2 : La charge horizontale suivant Y.

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé selon le RPA99/version 2003. Donc un coefficient de comportement de **R=3.5**

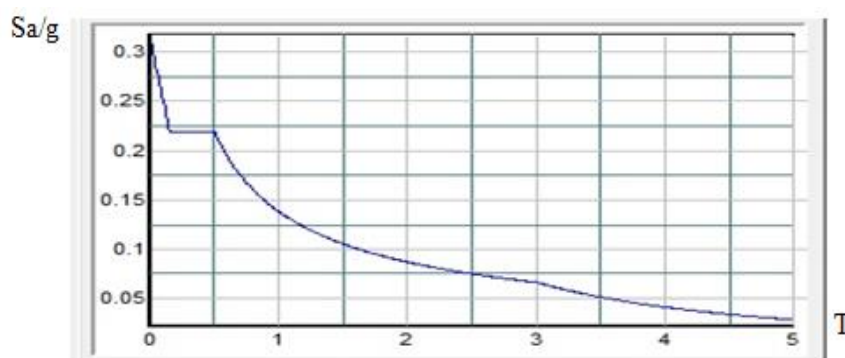


Figure IV.6.Spectre de réponse.

IV.13.Distribution des forces sismique selon la hauteur

D'après l'article 4.2.5 du RPA99/version 2003, la résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0.07 * T * V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0.7 secondes. La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

➤ **Sens X-X** $V_x = 3312.44$ KN, $F_t = 183.44$ KN.

Tableau IV.9. La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X

Niveau	W(KN)	h _i (m)	W*h _i	∑ W*h _i	(V - F _t)	F _i (KN)
RDC	6175.98	4.08	25198.0171	766236.249	3154.81	103.747
E1	5347.23	7.48	39997.2576	766236.249	3154.81	164.680
E2	5065.86	10.54	53394.1278	766236.249	3154.81	219.839
E3	5244.38	13.6	71323.5932	766236.249	3154.81	293.659
E4	5176.15	16.66	86234.616	766236.249	3154.81	355.052
E5	5106.42	19.72	100698.62	766236.249	3154.81	414.605
E6	5104.60	22.78	116282.881	766236.249	3154.81	478.769
E7	5140.33	25.84	132826.232	766236.249	3154.81	546.883
E8	4854.01	28.9	140280.905	766236.249	3154.81	577.576

$$V = F_t + \sum F_i = 183.44 + 3154.81 = 3312.44 \text{ KN}$$

➤ **Sens Y-Y** $V_y = 3735.97$ KN, $F_t = 206.71$ KN.

Tableau IV.10. La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens Y-Y.

Niveau	W(KN)	h _i (m)	W*h _i	∑ W*h _i	(V - F _t)	F _i (KN)
RDC	6175.98	4.08	25198.0171	766236.249	3555.07	116.910
E1	5347.23	7.48	39997.2576	766236.249	3555.07	185.573
E2	5065.86	10.54	53394.1278	766236.249	3555.07	247.730
E3	5244.38	13.6	71323.5932	766236.249	3555.07	330.917
E4	5176.15	16.66	86234.616	766236.249	3555.07	400.099
E5	5106.42	19.72	100698.62	766236.249	3555.07	467.207
E6	5104.60	22.78	116282.881	766236.249	3555.07	539.512
E7	5140.33	25.84	132826.232	766236.249	3555.07	616.268
E8	4854.01	28.9	140280.905	766236.249	3555.07	650.855

$$V = F_t + \sum F_i = 206.71 + 3555.07 = 3735.97 \text{ KN.}$$

IV.14. Vérification des déplacements inter-étage

L'une des vérifications préconise par l'RPA99/version2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du l'RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < \Delta_{k adm} = 1\% h_{étage}$$

Avec $\delta_k = R \delta_{ek}$

Et δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.11. Le déplacement inter-étage dans le sens X-X (Sens longitudinal).

Niv	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	δ_{k-1}	$\Delta_k(x)$	$h_0(m)$	Δ_{kadm}	Observation
E8	0.0202	3.5	0.071	0.063	0.005	3.06	0.0306	C.V
E7	0.0179	3.5	0.063	0.054	0.009	3.06	0.0306	C.V
E6	0.0154	3.5	0.054	0.045	0.009	3.06	0.0306	C.V
E5	0.0128	3.5	0.045	0.036	0.009	3.06	0.0306	C.V
E4	0.0102	3.5	0.036	0.027	0.009	3.06	0.0306	C.V
E3	0.0076	3.5	0.027	0.018	0.009	3.06	0.0306	C.V
E2	0.0051	3.5	0.018	0.011	0.007	3.06	0.0306	C.V
E1	0.003	3.5	0.011	0.004	0.007	3.4	0.034	C.V
RDC	0.0011	3.5	0.004	0	0.004	4.08	0.0408	C.V

Tableau IV.12. Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y (Sens transversal).

Niv	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	δ_{k-1}	$\Delta_k(x)$	$h_0(m)$	Δ_{kadm}	Observation
E8	0.0151	3.5	0.05285	0.0476	0.005	3.06	0.0306	C.V
E7	0.0136	3.5	0.0476	0.042	0.006	3.06	0.0306	C.V
E6	0.012	3.5	0.042	0.0357	0.006	3.06	0.0306	C.V
E5	0.0102	3.5	0.0357	0.02905	0.007	3.06	0.0306	C.V
E4	0.0083	3.5	0.02905	0.02205	0.007	3.06	0.0306	C.V
E3	0.0063	3.5	0.02205	0.0154	0.007	3.06	0.0306	C.V
E2	0.0044	3.5	0.0154	0.0091	0.006	3.06	0.0306	C.V
E1	0.0026	3.5	0.0091	0.00315	0.006	3.4	0.034	C.V
RDC	0.0009	3.5	0.00315	0	0.003	4.08	0.0408	C.V

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du le RPA99/version2003 est vérifiée.

IV.15. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Selon l'article 5.9 du RPA99/version2003, les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec P_k : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

Tel que V_K : L'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.

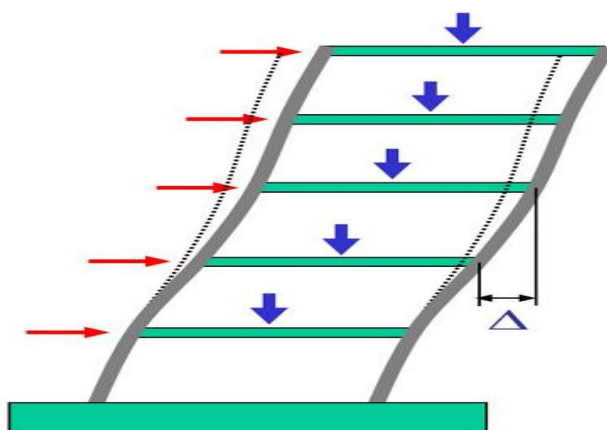


Figure IV.7. Présentation de l'effet P- Δ sur la structure.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.13. Vérification de l'effet P- Δ sens X-X (Sens longitudinal).

Niv	P_k (KN)	V_x (KN)	h_k (m)	Δ_k (m)	θ_{Kx}	< 0.1
RDC	617.98	3312.444	4.08	0.005	0.002	Vérifié
E1	5347.23	3218.855	3.4	0.009	0.004	Vérifié
E2	5065.86	3050.943	3.06	0.009	0.004	Vérifié
E3	5244.38	2839.725	3.06	0.009	0.005	Vérifié
E4	5176.15	2567.516	3.06	0.009	0.005	Vérifié
E5	5106.42	2243.389	3.06	0.009	0.007	Vérifié
E6	5104.60	1870.967	3.06	0.007	0.006	Vérifié
E7	5140.33	1418.322	3.06	0.007	0.008	Vérifié
E8	4854.01	810.873	3.06	0.004	0.008	Vérifié

Tableau IV.14.Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y(Sens transversal).

Niv	P _k	V _y	h _k (m)	Δ _k	θ _{KY}	< 0.1
RDC	617.98	3735.983	4.08	0.005	0.002	Vérifié
E1	5347.23	3645.954	3.4	0.006	0.003	Vérifié
E2	5065.86	3470.467	3.06	0.006	0.003	Vérifié
E3	5244.38	3234.888	3.06	0.007	0.004	Vérifié
E4	5176.15	2915.452	3.06	0.007	0.004	Vérifié
E5	5106.42	2521.257	3.06	0.007	0.005	Vérifié
E6	5104.60	2063.057	3.06	0.006	0.005	Vérifié
E7	5140.33	1526.048	3.06	0.006	0.007	Vérifié
E8	4854.01	853.422	3.06	0.003	0.006	Vérifié

Conclusion : On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieure à 0.1, donc l'effet P-Δ est négligeable.

IV.16. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

1. Vérification au renversement

D'après l'article 5.5 du RPA99/version2003, le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec : M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

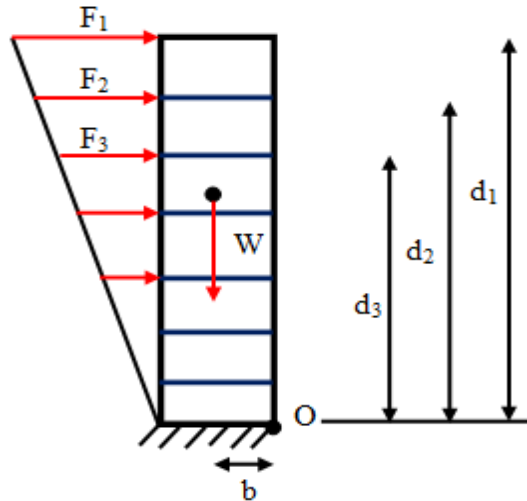


Figure IV.8.Moment de renversement.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau IV.15.Calcul le moment de renversement sens X-X

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} \cdot d_i$ (KN.m)
RDC	4.08	103.747	423.29
E1	7.48	164.680	1231.58
E2	10.54	219.839	2317.10
E3	13.6	293.659	3993.76
E4	16.66	355.052	5915.17
E5	19.72	414.605	8176.01
E6	22.78	478.769	10906.36
E7	25.84	546.883	14131.46
E8	28.9	577.576	16691.95
			$\Sigma = 63786.68$

Tableau IV.16.Calcul le moment de renversement sens Y-Y

Niveau	d_i (m)	F_{yi} (KN)	$F_{yi} * d_i$ (KN.m)
RDC	4.08	116.910	476.99
E1	7.48	185.573	1388.09
E2	10.54	247.730	2611.07
E3	13.6	330.917	4500.47
E4	16.66	400.099	6665.65
E5	19.72	467.207	9213.32
E6	22.78	539.512	12290.08
E7	25.84	616.268	15924.37
E8	28.9	650.855	18809.71
			$\Sigma = 71879.75$

Tableau IV.17.Centre de gravité et de torsion.

Niveau	$X_{i(m)}$	$Y_{i(m)}$	$X_{G(m)}$	$Y_{G(m)}$
RDC	13.588	8.59		
E1	13.528	9.053		
E2	13.524	9.105		
E3	13.532	9.118		
E4	13,53	9.131		
E5	13,528	9.128		
E6	13,528	9.125		
E7	13,549	9.169		
E8	13,395	9.261		
Σ	121.702	81.68	13.53	9.06

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G \quad ; b_x = 24.44 - 13.53 = 10.91 \text{ m.} \\ b_y = L_y - Y_G \quad ; b_y = 16.16 - 9.06 = 7.1 \text{ m.} \end{array} \right.$$

b : Les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux direction.

Tableau IV.18.Vérification de renversement.

Sens	W(KN)	b(m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s / M_r	$M_{Sta} / M_{Ren} \geq 1.5$
Longitudinal	47214.97	10.91	515115.323	63786.68	8.08	CV
Transversal	47214.97	7.1	335226.287	71879.75	4.66	CV

L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.17. Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : **N** : L'effort normal maximal.

B : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Section(cm ²)	N(KN)	N _{rd} (KN)	Observation
RDC et E1	(60x60)	2448.21	0.27	Condition vérifiée
E2,E3 et E4	(55x55)	1808.88	0.24	Condition vérifiée
E5 et E6	(45x50)	981.44	0.17	Condition vérifiée
E7 et E8	(40x40)	494.72	0.12	Condition vérifiée

CHAPITRE V :

ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V2003**).

V.2.Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferraillage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiés à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7.4 qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA99/version2003 et le BAEL91/99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \\ G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

V.2.1.Recommandations du RPA 99/version2003

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - **40φ** : en zone I et IIa.
 - **50φ** : en zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

b) Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S_t.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de (h/4, 12φ, 30 cm).
 - En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre φ₁ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

V.2.2.Exemple de calcul (poutres principales)

V.2.2.1. Calcul des armatures longitudinales

Les données : h = 0.40 m ; b = 0.25 m ; d = 0.36 m ; f_{c28} = 25MPa ; f_{t28} = 2.1MPa ; f_{bc} = 14.2 MPa ; σ_{st} = 348 MPa

Tableau V.1.Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.

Combinaisons	Situation durable	Situation accidentelle		ELS		Effort tranchant
	1.35G+1.5Q (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0.8G+E (KN.m)	G+Q (KN.m)		V max (KN)
Position	Travée	Appui		Travée	Appui	V max
		M _{sup}	M _{inf}			
P.P (25x40)	76.89	193.75	190.72	39.84	55.71	126.51

- ELU : (f_{bc} = 14.2 MPa , σ_s = 348 MPa)

En travée : $\mu = \frac{M_{max}^T}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{76.89 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.167 \rightarrow u_{bu} = 0.167 < u_1 = 0.392$ pas

d'armatures comprimé A_s'=0

u_{bu}= 0.167 < 0.275 → méthode simplifiée

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

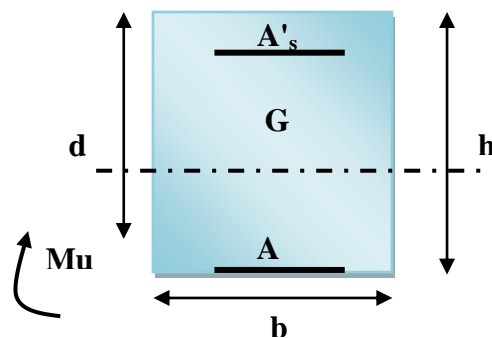


Figure V.1.Section de la poutre.

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.23) = 32.69 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.167}) = 0.23$$

$$A^t = \frac{76.89 \times 10^6}{326.9 \times 348} = 6.76 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité BAEL91/99**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times 0.25 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} \right) \rightarrow A_{min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 6.76 \text{ cm}^2 > 1.09 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{193.75 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.36^2 \times 21.74} = 0.273 \rightarrow u_{bu} = 0.273 < u_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armature}$$

comprimée $A_s = 0$

$$u_{bu} = 0.273 < 0.275 \text{ méthode simplifiée.}$$

$$A^a = \frac{M_{max}^a}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.41) = 30.1 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.273}) = 0.41$$

$$A^a = \frac{193.75 \times 10^6}{301 \times 400} = 16.09 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité BAEL91/99**

$$A_{min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 16.09 \text{ cm}^2 > 1.09 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0.04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0.06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement)}$$

- **Armatures finales**

$$\text{Travée } A^t = 6.76 \text{ cm}^2, \text{ on adopte : (3T14 + 3T12)} \rightarrow A_t = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis } A^a = 16.09 \text{ cm}^2, \text{ on adopte : (6T20)} \rightarrow A_a = 18.85 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de RPA99/version2003**

En Travée : $A_s = 3T14 + 3T12 = 8.01 > A_{RPA} = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Aux Appuis : $A_s = 6T20 = 18.85 > A_{RPA} = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

V.2.2.2. Calcul des armatures transversales

- **Selon BAEL91/99**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$

Avec b : Largeur de la poutre.

S_t : L'espacement des armatures transversales $S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm})$

On adopte les espacements suivants : **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

Donc : $A_t \geq 0.4 \times 0.25 \times 0.15 / 400 \Rightarrow A_t \geq \mathbf{0.38 \text{ cm}^2}$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{min}}; \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left(\frac{40}{35}; 1.4; \frac{25}{10} \right) = \text{Min}(1.14; 1.4; 2.5) = 1.14 \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 1.14 \text{ cm}$, On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Selon le RPA99/version2003**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(h/4; 12\phi_L) = 8 \text{ cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2$; $S_t = 15 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **$S_t = 8 \text{ cm}$**

- En zone courante : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

On aura alors : $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.125 \text{ cm}^2 > 0.38 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : **4T8** : **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

S_t (adopté) = $\text{Min} \{ S_{B.A.E.L}; S_{R.P.A} \}$ **$S_t = 15 \text{ cm}$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «T8».

V.2.2.3. Recouvrement des barres longitudinales

Selon le RPA99/version2003, la longueur de recouvrement dans la zone IIa est : $L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 \rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

Longueur de la zone nodale $h' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$RPA99/version 2003.

V.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/99 Art A 5-1.2)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{\max} = 126.51 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{126.51 \times 10^3}{25 \times 36 \times 100} = 1.41 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 1.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa CV}$$

V.2.2.5. Vérification à L'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = Y.K$) Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Tableau V.2. Vérifications de la contrainte à ELS.

Position	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Observation
Travée	39.84	8.01	14.41	80940.36	7.09	C.V
Appui	55.71	18.85	19.39	138759.30	7.78	C.V

V.2.2.6. Vérification de la flèche

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.085 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.085 > 0.072) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0089 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec L : La portée de la travée entre nus d'appui ($L = 470 \text{ cm}$)

h_t : La hauteur totale de la section droite ($h_t = 40 \text{ cm}$)

d : La hauteur utile de la section droite ($d = 36 \text{ cm}$)

b : La largeur de la poutre ($b = 25 \text{ cm}$)

$M_{t service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S ($M_{ser, travée} = 39.84 \text{ KN.m}$)

$M_{a service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S ($M_{0, ser} = 55.71 \text{ KN.m}$)

A : La section des armatures tendue ($A_s = 8.01 \text{ cm}^2$)

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.2.7.Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires

Le schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires est montré dans les figures suivantes :

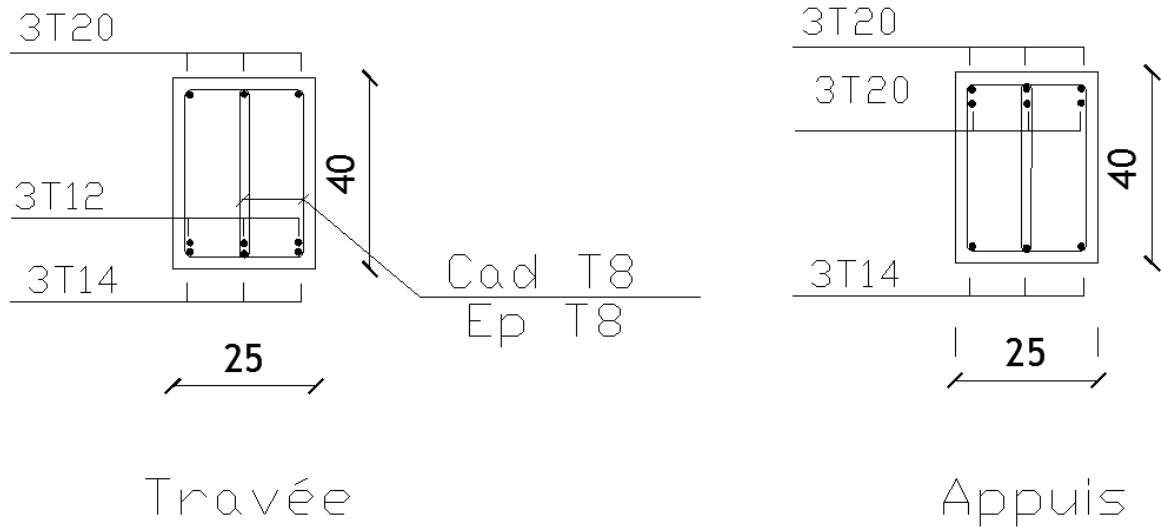


Figure V.2.Schémas de ferrailage des poutres principales.

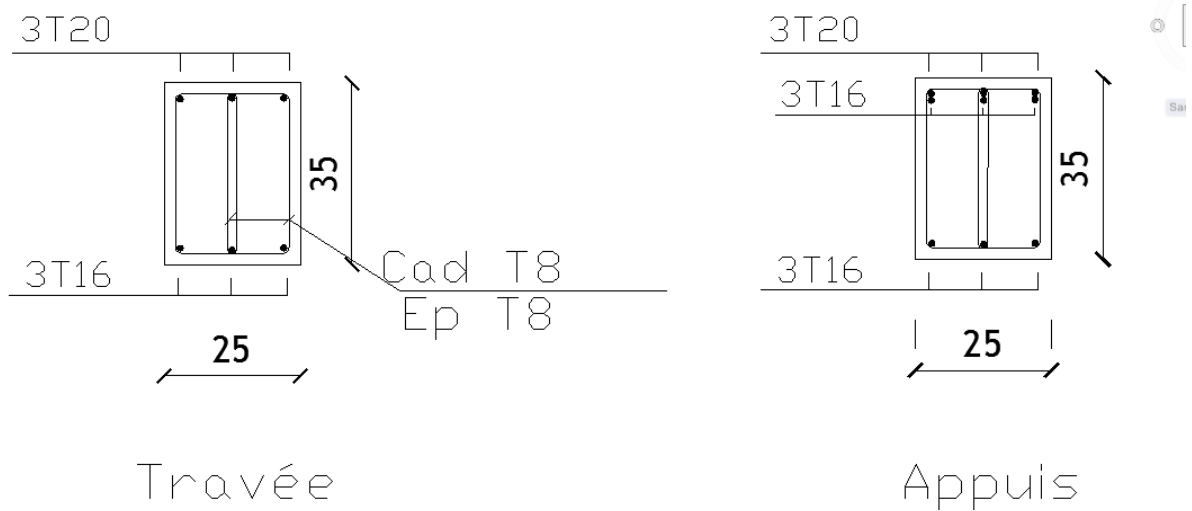


Figure V.3.Schémas de ferrailage des poutres secondaires.

V.3. Ferrailage des poteaux

V.3.1. Armatures longitudinales

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Situation durable**

$$\text{Béton : } \gamma_b = 1.5 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2\text{MPa}$$

θ = Est en fonction de durée T d'application de combinaison d'action :

$$\begin{cases} \theta = 1 & : T \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{cases}$$

$$\text{Acier : } \gamma_s = 1.15 \quad f_e = 400\text{MPa} \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

- **Situation accidentelle**

$$\text{Béton : } \gamma_b = 1.15 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = 21.74\text{MPa}$$

$$\text{Acier : } \gamma_s = 1 \quad f_e = 400\text{MPa} \quad \sigma_s = 400\text{MPa}$$

- ❖ **Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon **BAEL 91** (situation durable)

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

➤ Selon **RPA 99** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$N_{\max} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}}$$

❖ **Recommandations du «BAEL91»**

$$\begin{cases} A_{\min} = \text{Max}(0.2\% B ; 4\% P) \\ A_{\max} = 5\% B \end{cases}$$

Avec : B : section du béton = (b x h)

P : périmètre de la section = (b + h) x 2

❖ **Recommandations du «RPA 99/V2003»**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de : **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

- Le diamètre minimum est de **12 mm**

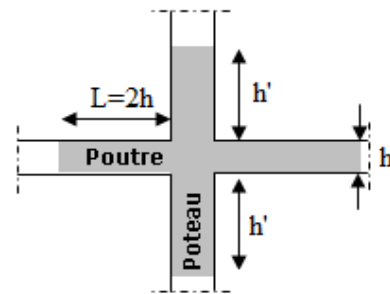


Figure V.4.Zone nodale des poteaux.

V.3.2. Armatures transversales

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : Est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale : $\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5.$$

t : Est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme

suit : Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

Si $\lambda_g \geq 3$ 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : Est l'élancement géométrique du poteau est donnée par : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$

• **Vérification de l'effort tranchant** (BAEL 91 Art 7-4-3-1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{MPa} \end{cases} = 3.33 \text{MPa}$$

V_u : L'effort tranchant maximum.

B : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement** (RPA2003 Art 7-4-3-2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1.875 \text{MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes à L'ELS**

• **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Le calcul s'effectue comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_{ser}}{I} \times Y_{ser}$$

On calcule :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2]$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton

y_2 : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre

y_{ser} : Nouvelle position de l'axe neutre

Sachant que : $y_{ser} = y_2 + c$

y_2 : Est la solution d'équation : $y_2 + p y_2 + q = 0 \dots\dots 1$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3c^2 - 90A'_s \frac{(c-d')}{b} + 90A_s \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} + 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

La solution de l'équation 1 : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

1^{er} cas : $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ une seule solution ; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Avec : $u = \sqrt[3]{t}$; $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$

• **Vérification d'une Section entièrement comprimée**

La section est effectivement entièrement comprimée si ces deux contraintes sont positives ; sinon on recommence le calcul avec une section partiellement comprimée.

L'excentricité : $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

- Si $e < h/6$: il y a fortes chance que la section soit entièrement comprimée.
- Si $e > h/6$: il y a fortes chance que la section soit partiellement comprimée.

La section est entièrement comprimée, on vérifie que la condition de compression du béton. Le calcul et s'effectue comme suit :

On calcule :

- l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

- La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \times h + 15 \times (A_s + A_s')}$$

- L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

- **Calcul des contraintes**

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

- **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants et le calcul sera effectué par zone, comme suit :

- ✓ **Zone 01 : RDC et 1^{ère} étage (60x60).**
- ✓ **Zone 02 : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages (55x55).**
- ✓ **Zone 03 : 5^{ème} et 6^{ème} étages (45x50).**
- ✓ **Zone 04: 7^{ème} et 8^{ème} étages (40x40).**

Tableau V.3.Récapitulatif des sollicitations.

Niveau	Combinaisons						
	0.8G+EY MAX		ELU			G+Q+EX MAX	
	N _{min} (KN)	M _{CORR} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{CORR} (KN.m)	V _u (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)
Zone(1)	-964.44	33.19	2448.21	29.99	23.01	110.709	54.79
Zone(2)	490.02	6.98	1808.88	39.991	28.83	96.867	28.57
Zone(3)	98.44	4.118	981.44	15.998	28.46	71.226	105.76
Zone(4)	132.16	5.438	494.72	14.834	48.88	68.081	123.33

- Exemple de calcul (Zone 01 : poteau (60x60))

- Ferrailage longitudinal

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{u \text{ corr}} = 29.99 \text{ KN.m} \\ N_{u \text{ max}} = 2448.21 \text{ KN} \\ M_{\text{ser}} = 41.87 \text{ KN.m} \\ N_{\text{ser}} = 1428.45 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } H = 4.08\text{m}$$

Les pièces étant comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué.

- ❖ Calcul de l'excentricité

$$\text{Centre de pression entre les armatures : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0122\text{m} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.27\text{m}$$

- ❖ Vérification du flambement

$$L_f \leq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 20 \frac{e_1}{h} \end{array} \right. \Rightarrow 3.108 \leq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 0.407 \end{array} \right.$$

Le calcul sera mené en flexion composée en considérant une excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + \phi_2$$

- Excentricité du 1er ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0122\text{m}$
- Excentricité additionnelle : $e_a = \text{Max} \left(2\text{cm} : \frac{L}{250} \right) = 0.02 \text{ m}$

- Excentricité du 2eme ordre : $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$

Avec : $L_f = 0.7.L = 2.856m$, $\alpha = 0.83$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.856^2}{10000 \times 0.6} (2 + 0.83 \times 2) = 0.015m$$

❖ L'excentricité totale

$$e_T = e_1 + e_a + \phi_2 = 0.0122 + 0.02 + 0.015 = 0.0472 m$$

- ❖ Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_T \times N_u = 0.0472 \times 2448.21 = 115.56 KN.m$$

- ❖ Calcul le moment fictive au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_{fec} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 617.56 KN.m$$

Il faut que cette condition soit vérifiée pour dire que c'est une section partiellement comprimée :

$$N_u \times (d - c') - M_{fec} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times \sigma_{bu}$$

$$631.03 \leq 960.66 \dots \dots \dots 1$$

On a : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \dots \dots \dots 2$

D'après 1 et 2 la section est partiellement comprimée. Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_f puis sera ramené en flexion composée.

❖ Calcul en flexion simple

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{617.56 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.54^2 \times 14.2} = 0.249 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A_1' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.364$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.844$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_1 = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{617.56 \times 10^6}{0.844 \times 540 \times 348} = 38.94 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée**

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 3894 - \frac{2448.21 \times 10^3}{348} = -31.52 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = A'_1 = 0$$

❖ **Selon le BAEL**

$$\begin{cases} A_{\min} = \text{Max}(0.2\% B ; 4 \text{ cm}^2 \times p) \\ A_{\max} = 5\% B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 180 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Selon le RPA**

$$A_{\min} = 0.8\% B = 28.8 \text{ cm}^2$$

❖ **Conclusion**

$$A_{\text{adopte}} = \text{Max}(A_{\text{cal}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}}) = 28.8 \text{ cm}^2$$

Choix des barres: **12T20 = 37.70 cm²**

Tableau V.4. Armatures maximales et minimales pour chaque zone.

Niveau	Section (cm ²)	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
Zone(1)	60x60	7.2	180	3.91	28.8	14.4	21.6
Zone(2)	55x55	6.05	151.25	3.29	24.2	12.1	18.15
Zone(3)	45x50	4.5	112.5	2.45	18	9	13.5
Zone(4)	40x40	3.2	80	1.74	12.8	6.4	9.6

Tableau V.5.Ferrailage longitudinal.

Niveau	Poteau	Combi	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _s total	N.des barres
Zone(1)	60x60 cm ²	0.8GEYMAX	0.00	3.91	28.8	37.70	12T20
		ELU	0.00				
		GQEXMAX	5.13				
Zone(2)	55x55 cm ²	0.8GEYMAX	0.00	3.29	24.2	28.65	4T20+8T16
		ELU	0.00				
		GQEXMAX	5				
Zone(3)	45x45 cm ²	0.8GEYMAX	0.00	2.45	18	20.36	4T16+8T14
		ELU	0.00				
		GQEXMAX	5.11				
Zone(4)	40x40 cm ²	0.8GEYMAX	0.00	1.74	12.8	14.20	4T16+4T14
		ELU	0.00				
		GQEXMAX	5.6				

➤ **Armatures transversal**

On a : $V_u=23.01$ KN

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa $t = 10\text{cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone Iia $t' = 15\text{cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte : un espacement de **10cm** en zone nodale et **15cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme

suit : Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

Si $\lambda_g \geq 3$ 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : Est l'élançement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$

a- Zone courante

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.6} = 4.76 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3.75$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 23.01 \times 10}{60 \times 400} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme

$$\text{suit : } \lambda_g = 4.76 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\%$$

$$\frac{3.14}{60 \times 15} = 0.35\% > 0.3\% \quad \text{Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

b- Zone nodale

$$\lambda_g = 4.76 < 5 \quad \text{Donc } \rho_a = 3.75$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{10 \times 3.75 \times 23.01 \times 10}{60 \times 400} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\lambda_g = 4.76 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{3.14}{60 \times 10} = 0.52\% > 0.3\% \text{ Vérifiée.}$$

Tableau V.6. Armatures transversales en zone nodale.

Zone	V (KN)	S _t (cm)	λ_g	ρ_a	A _t (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix	% Cal	% Min
1	23.01	10	4.76	3.75	0.36	3.14	4T10	0.52	0.3
2	28.83	10	3.89	3.75	0.49	3.14	4T10	0.57	0.3
3	28.46	10	4.28	3.75	0.53	3.14	4T10	0.7	0.3
4	48.88	10	5.36	2.5	0.76	3.14	4T10	0.79	0.3

Tableau V.7. Armatures transversales en zone courante.

Zone	V (KN)	S _t (cm)	λ _g	ρ _a	A _t (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix	% Cal	% Min
1	23.01	15	4.76	3.75	0.54	3.14	4T10	0.35	0.3
2	28.83	15	3.89	3.75	0.74	3.14	4T10	0.38	0.3
3	28.46	15	4.28	3.75	0.8	3.14	4T10	0.47	0.3
4	48.88	15	5.36	2.5	1.15	3.14	4T10	0.52	0.3

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de 10φ_t.

❖ Vérification a ELU

- Vérification de l'effort tranchant :(BAEL 91 Art 7-4-3-1)

On a : V_u=23.01 KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.01 \times 10^3}{600 \times 54} = 0.71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :(RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1 \text{ MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{23.01 * 10^3}{0.9 * 540 * (4 * 3.14 * 16 + 8 * 3.14 * 20)} = 0.067 < 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su} \dots \dots \text{CV}$$

Tableau V.8. Vérification des poteaux à l'ELU.

Zone	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	OBS	ΣU _i (mm)	τ _{su} (MPa)	τ̄ _{su} (MPa)	OBS
1	23.01	0.71	3.33	τ _u < τ̄ _u	703.36	0.067	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
2	28.83	0.106	3.33	τ _u < τ̄ _u	659.91	0.098	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
3	28.46	0.141	3.33	τ _u < τ̄ _u	552.64	0.127	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
4	48.88	0.339	3.33	τ _u < τ̄ _u	376.8	0.4	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}

• **Vérification au flambement**

L'effort maximal repris par le poteau est : $N_{max} = 2448.21 \text{ KN}$

$l_f = 2.856 \text{ m}$

$I_{XX} = I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.6^4}{12} = 0.0108 \text{ m}^4$

$B = 0.6 * 0.6 = 0.36 \text{ m}^2$

Soit : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0108}{0.36}} = 0.173 \text{ m}$

$i_{XX} = i_{YY} = 0.173 \text{ m}$; $\lambda_{XX} = \lambda_{YY} = \frac{2.856}{0.173} = 16.51$

$\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \text{ si } \lambda \leq 50$

$\Delta = \frac{1500}{\lambda^2} \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70$

$0 < \lambda = 22.85 < 50 \text{ donc } \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{16.51}{35})^2} = 0.81$

On doit vérifier que :

$B_r \geq R = \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$

$B_r = (60 - 2) * (60 - 2) = 3364 \text{ cm}^2$

$B_r \geq \frac{2448.21 * 1000}{0.81 \left(\frac{25}{0.9*1.15} + \frac{400}{100*1} \right)} = 1073.53 \text{ cm}^2$

$B_r = 3364 \text{ cm}^2 > 1073.53 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$

Tableau V.9. Vérification de flambement des poteaux.

Zone	L(m)	l _f (m)	B (m ²)	i(m)	λ	Δ	B _r (cm ²)	R (cm ²)
1	4.08	2.856	0.36	0.173	16.51	0.81	3364	1073.53
2	3.06	2.142	0.3025	0.159	13.47	0.83	2809	1047.66
3	3.06	2.142	0.225	0.144	14.88	0.82	2064	1060.44
4	3.06	2.142	0.16	0.115	18.63	0.80	1444	1086.95

❖ **Vérification de l'effort normal ultime**

D'après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$N_{ultime} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$N_{\text{ultime}} = 0.81 \left(\frac{3364 * 100 * 25}{0.9 * 1.15} + 33.17 * 100 * \frac{400}{1} \right)$$

$$N_{\text{ultime}} = 7656.45 \text{ KN} > N_{\text{max}} = 2448.21 \text{ KN} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

Tableau V.10. Vérification de l'effort normale ultime

Zone	L (m)	l_f (m)	λ_g	A (cm ²)	N_{max} (KN)	N_{ultime} (KN)	Vérification
1	4.08	2.856	4.76	37.70	2448.21	7656.45	CV
2	3.06	2.142	3.89	26.4	1808.88	6508.05	CV
3	3.06	2.142	4.28	20.36	981.44	4755.92	CV
4	3.06	2.142	5.36	14.20	494.72	3244.74	CV

❖ Vérification des contraintes à L'ELS

Les résultats des vérifications des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes de béton.

Zone	M_{ser} (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
1	41.87	37.70	785380	23.84	1.27	15	CV
2	22.95	28.65	518840	21.08	0.93	15	CV
3	21.44	20.36	309306.77	18.84	1.31	15	CV
4	29.51	29.51	138932.1	14.97	3.18	15	CV

Le schéma de ferrailage des poteaux est montré ci-après :

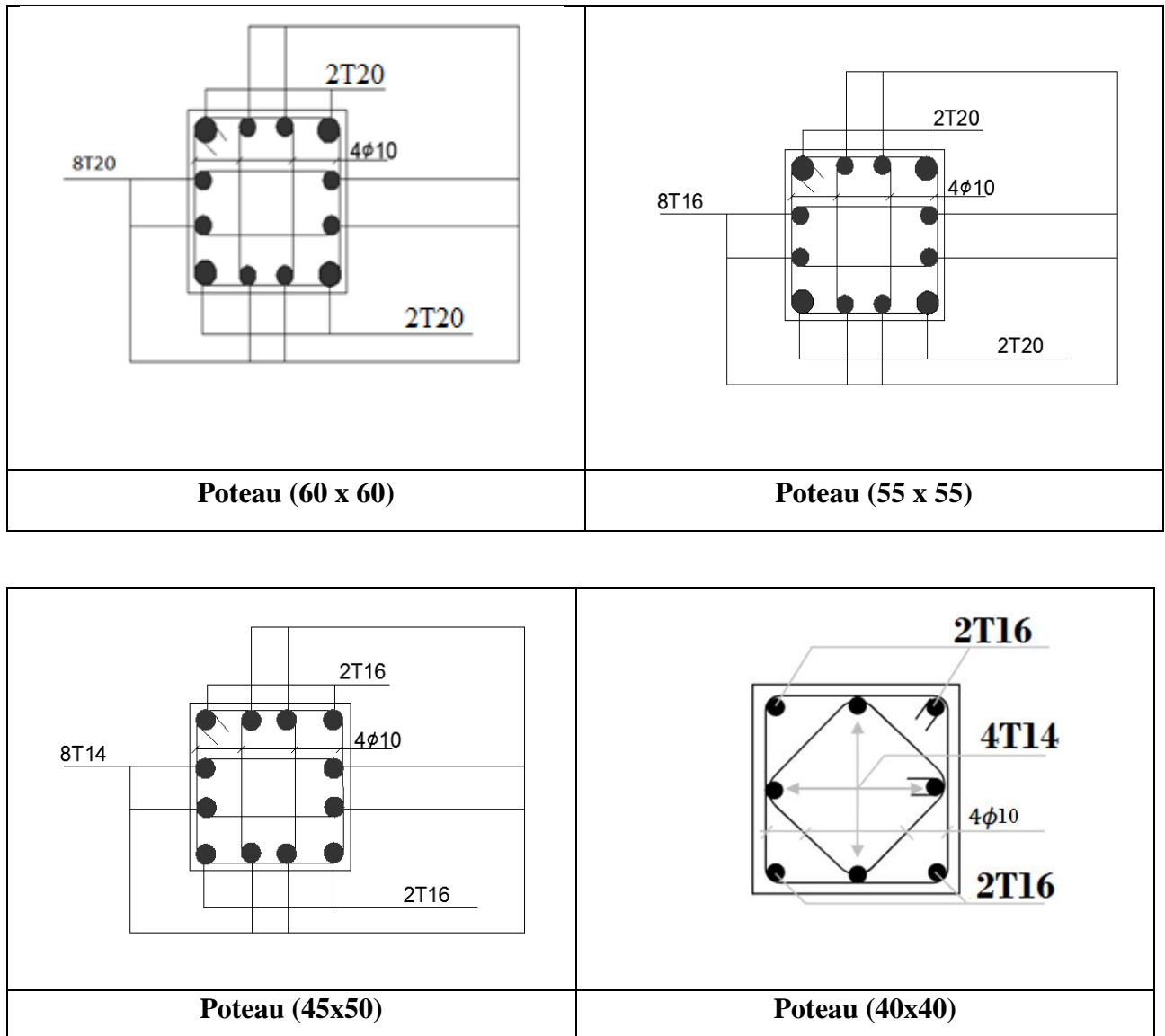


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux.

V.4. Ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91/99 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 sous l'action des forces horizontales du séisme et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la

charge sismique.

Notre ouvrage comprend trois (03) types des voiles : type 1 : $L = 2.5\text{m}$, type 2 : $L = 4\text{m}$, et type 3 : $L = 1.4\text{m}$, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- ✓ **Zone 01 : RDC et 1^{ère} étage (60x60).**
- ✓ **Zone 02 : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages (55x55).**
- ✓ **Zone 03 : 5^{ème} et 6^{ème} étages (45x50).**
- ✓ **Zone 04: 7^{ème} et 8^{ème} (40x40).**

V.4.1. Recommandations du RPA99/version2003

a. Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

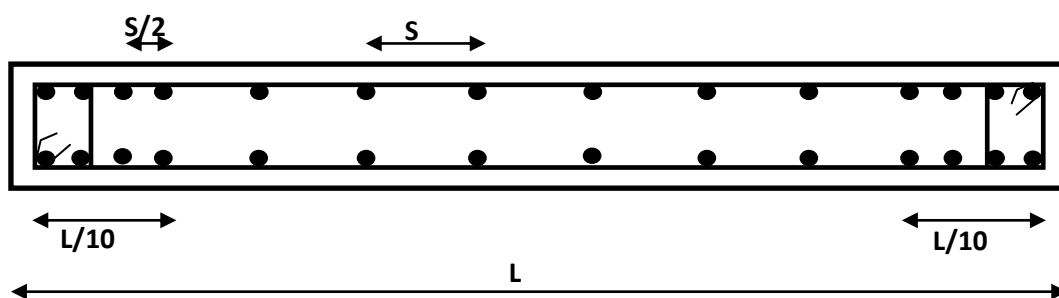


Figure V.6. Disposition des armatures verticales dans le voile.

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de

crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ . Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e. Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4T10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.4.2. Combinaisons du calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon BAEL91/99} \\ \text{Selon RPA99/2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

V.4.3. Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/vesrion2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{\text{compression}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
2. $N_{\text{traction}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
3. $M_{\text{max}}, N_{\text{corr}}$

V.4.3.1. Présentation de la méthode du calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué,

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée. $L_c = L$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

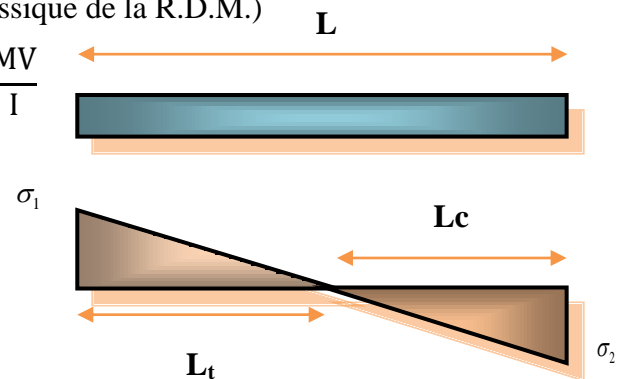


Figure V.7. Distribution des contraintes.

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : Longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

V.4.3.2. Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone1) de $(L = 2.5 \text{ m}; e = 0.2 \text{ m})$

➤ Détermination des sollicitations

$$N = -331.77 \text{ KN}$$

$$M = 137.606 \text{ KN.m}$$

$$V = 42.46 \text{ KN}$$

$$B = L \times e = 0.5 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.26 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.25 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-331.77}{0.5} + \frac{137.606 \times 1.25}{0.26} = -3.032 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-331.77}{0.5} - \frac{137.606 \times 1.25}{0.26} = -1324.05 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est entièrement tendue

$$L_T = 2.5 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = 331.77 \text{ KN}$$

➤ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = 8.29 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale**

$$A_{\min} = \text{Max}\left(0.2\% e L_T, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

e : Epaisseur du voile.

L_T : Longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \text{Max}(10; 26.25) = 26.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 42.46 \times 10}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = 26.25 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté /nappe :

En zone d'about : **Soit 3T14** ($A_s = 4.62 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 12T12** ($A_s = 11.31 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : **$A_s = 15.93 \text{ cm}^2$**

➤ **Espacement**

En zone courante : $S_t \leq \text{Min}(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 12 \text{ cm}$.

➤ **Armatures horizontales**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{15.93}{4} = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA : } A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 250 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \text{Max}\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 7.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

Selon le RPA99/version2003

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 42.46 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2.5} = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ **condition vérifiée**

Selon le BAEL : $\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{42.46 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2.5} = 0.09 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **condition vérifiée**

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1410.13 \times 10^{-3}}{0.20 \times 2.5 + (15 \times 15.93 \times 10^{-4})} = 2.69 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.12.Ferraillage verticale du voile type 1.

Zone	Solli	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (KN)	Av (cm ²)
1	N ^{min}	-331.77	137.606	-3.03	-1324.05	SET	/	2.5	331.77	8.29
	N ^{max}	2156.66	1659.075	12276.88	-3650.24	SPC	1.93	0.57	209.14	5.23
	M ^{max}	66.2	1759.511	8578.05	-8313.25	SPC	1.27	1.23	1022.87	25.57
2	N ^{min}	-56.75	132.27	521.40	-748.40	SPC	1.03	1.47	110.27	2.76
	N ^{max}	1547.45	108.12	3613.88	2575.92	SEC	2.5	/	1547.45	0
	M ^{max}	855.87	793.54	5520.75	-2097.27	SPC	1.81	0.69	144.35	3.61
3	N ^{min}	-162.65	451.85	2982.25	-3795.50	SPC	1.03	1.47	425.09	10.63
	N ^{max}	974.23	85.52	3076.98	1794.18	SEC	2.5	/	974.23	0
	M ^{max}	791.04	432.43	5220.83	-1265.63	SPC	2.11	0.39	49.39	1.23
4	N ^{min}	-56.75	132.27	521.40	-748.40	SPC	1.34	1.16	372.27	9.31
	N ^{max}	556.74	78.49	1980.53	803.18	SEC	2.5	/	556.74	0
	M ^{max}	793.544	855.87	5520.75	-2097.27	SPC	2.03	0.47	54.29	1.36

NB : Concernant le choix des barres la section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau V.13.Choix des barres du voile type 1.

Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres /nappes						A _{s totale} > A _{min} (cm ²)
				A _{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A _{ado} Z.B (cm ²)	St (cm)	Choix	
1	25.57	26.25	13.13	11.31	20	10T12	6.79	12	6T12	18.1
2	3.61	26.25	13.13	11.31	20	10T12	6.79	12	6T12	18.1
3	10.63	26.25	13.13	11.31	20	10T12	6.79	12	6T12	18.1
4	9.31	26.25	13.13	11.31	20	10T12	6.79	12	6T12	18.1

Tableau V.14.Choix des barres horizontales du voile type 01.

Zone	A _{Hcal} /1ml (cm ²)	A _{HSPA} (cm ²)	Choix	A _{Hadop} (cm ²)	S _t (cm)
1	7.16	7.5	19T10	14.92	20
2	5.373	7.5	12T10	9.42	20
3	5.373	7.5	12T10	9.42	20
4	5.373	7.5	12T10	9.42	20

Tableau V.15.Ferrailage verticale du voile type 2.

Zone	Solli	N (KN)	M (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (KN)	A _v (cm ²)
1	N ^{min}	88.61	42.33	119.38	1032.64	SEC	4	/	889.61	0
	N ^{max}	2473.11	1.87	3094.89	3087.88	SEC	4	/	2473.11	0
	M ^{max}	1781.54	4612.53	10875.4	-6421.57	SPC	2.51	1.49	953.61	23.84
2	N ^{min}	626.07	32.69	843.88	721.29	SEC	4	/	626.07	0
	N ^{max}	1955.78	28.63	2498.41	2391.04	SEC	4	/	1955.78	0
	M ^{max}	1412.03	2658.47	6749.67	-3219.59	SPC	2.71	1.29	415.91	10.40
3	N ^{min}	417.57	33.96	585.64	458.29	SEC	4	/	417.57	0
	N ^{max}	1302.59	39.98	1703.20	1553.28	SEC	4	/	1302.59	0
	M ^{max}	943.07	985.38	3026.43	-668.75	SPC	3.28	0.72	48.41	1.21
4	N ^{min}	-12.97	29.26	-101.35	-211.08	SET	/	4	124.97	3.12
	N ^{max}	680.31	43.34	931.65	769.13	SEC	4	/	680.31	0
	M ^{max}	453.92	581.05	1656.87	-522.07	SPC	3.04	0.96	50.03	1.25

Tableau V.16.Choix des barres du voile type 2.

Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres /nappes						A _{s totale} > A _{min} (cm ²)
				A _{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A _{ado} Z.B (cm ²)	St (cm)	Choix	
1	23.84	42	21	18.10	20	16T12	6.79	20	6T12	24.89
2	10.40	42	21	18.10	20	16T12	6.79	20	6T12	24.89
3	1.21	42	21	18.10	20	16T12	6.79	20	6T12	24.89
4	3.12	42	21	18.10	20	16T12	6.79	20	6T12	24.89

Tableau V.17. Choix des barres horizontales du voile type 02

Zone	$A_{Hcal}/1ml$ (cm^2)	A_{HRPA} (cm^2)	Choix	A_{Hadop} (cm^2)	S_t (cm)
1	7.16	7.5	19T10	14.92	20
2	5.373	7.5	12T10	9.42	20
3	5.373	7.5	12T10	9.42	20
4	5.373	7.5	12T10	9.42	20

Tableau V.18.Ferrailage verticale du voile type 3.

Zone	Soll	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (KN)	A_v (cm ²)
Zone 1	N^{min}	-611.4	93.58	-751.22	-3615.92	SET	0.24	1.16	611.4	0.00
	N^{max}	2614.86	3572.82	64024.81	-45347.23	SPC	0.82	0.58	2632.23	21.95
	M^{max}	4709.46	606.97	74251.32	-69915.82	SPC	0.72	0.68	4746.92	6.4
Zone 2	N^{min}	188.11	71.15	1760.85	-417.21	SPC	1.13	0.27	11.19	2.6
	N^{max}	1729	591.96	15235.61	-2885.61	SPC	1.18	0.22	64.33	13.7
	M^{max}	2974.79	1173.36	49723.07	-41341.93	SPC	0.76	0.64	2627.59	0.6
Zone 3	N^{min}	-39.04	211.83	3102.87	-3381.72	SPC	0.67	0.73	246.90	1.5
	N^{max}	1099.61	868.74	17224.22	-9369.86	SPC	0.91	0.49	462.18	6.15
	M^{max}	492.54	1387.04	22989.28	-19471.13	SPC	0.76	0.64	1250.05	0.78
Zone 4	N^{min}	-82.72	178.48	2436.41	-3027.27	SPC	0.62	0.78	234.82	0.00
	N^{max}	717.59	226.99	6037.16	-911.52	SPC	1.22	0.18	16.74	7.52
	M^{max}	109.79	472.168	3366.77	5.86	SEC	0.95	0.55	472.17	6.4

Tableau V.19.Choix des barres du voile type 3.

Zone	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix des barres /nappes						
				A_{ado} Z.C (cm ²)	S_t (cm)	Choix	A_{ado} Z.B (cm ²)	S_t (cm)	Choix	A_s totale > A_{min} (cm ²)
1	21.95	14.7	10.98	6.79	18	6T12	4.52	10	4T12	11.31
2	13.7	14.7	7.35	6.79	18	6T12	4.52	10	4T12	11.31
3	6.15	14.7	7.35	6.79	18	6T12	4.52	10	4T12	11.31
4	7.52	14.7	7.35	6.79	18	6T12	4.52	10	4T12	11.31

Tableau V.20. Choix des barres horizontales du voile type 03

Zone	$A_{Hcal}/1ml$ (cm ²)	A_{HRPA} (cm ²)	Choix	A_{Hadop} (cm ²)	S_t (cm)
1	7.16	7.5	19T10	14.92	20
2	5.373	7.5	12T10	9.42	20
3	5.373	7.5	12T10	9.42	20
4	5.373	7.5	12T10	9.42	20

Tableau V.21. Les vérifications de la contrainte de cisaillement.

Vérification de contraintes de cisaillement								
Voile	Zone	V(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Type 1	1	42.46	0.13	5	CV	0.09	2.5	CV
	2	32.77	0.10	5	CV	0.07	2.5	CV
	3	35.67	0.11	5	CV	0.08	2.5	CV
	4	45.25	0.14	5	CV	0.09	2.5	CV
Type 2	1	24.96	0.05	5	CV	0.03	2.5	CV
	2	30.02	0.058	5	CV	0.04	2.5	CV
	3	30.58	0.06	5	CV	0.04	2.5	CV
	4	27.26	0.053	5	CV	0.037	2.5	CV
Type 3	1	37.51	0.2	5	CV	0.15	2.5	CV
	2	41.24	0.23	5	CV	0.16	2.5	CV
	3	47.58	0.26	5	CV	0.19	2.5	CV
	4	73.67	0.41	5	CV	0.29	2.5	CV

Tableau V.22. Les vérifications de la contrainte de compression de béton à ELS.

Vérification à l'ELS						
Voile	Zone	Ns(KN)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 01	1	1410.13	18.1	2.69	15	C.V
	2	1127.77	18.1	2.15	15	C.V
	3	710.8	18.1	1.36	15	C.V
	4	366.42	18.1	0.7	15	C.V
Type 02	1	1805.18	24.89	2.16	15	C.V
	2	1430.13	24.89	1.71	15	C.V
	3	952.56	24.89	1.18	15	C.V
	4	495.07	24.89	0.59	15	C.V
Type 03	1	1610.91	11.31	5.40	15	C.V
	2	1266.56	11.31	4.30	15	C.V
	3	796.07	11.31	2.70	15	C.V
	4	413.69	11.31	1.40	15	C.V

Un exemple du ferrailage obtenu est représenté dans la figure suivante :

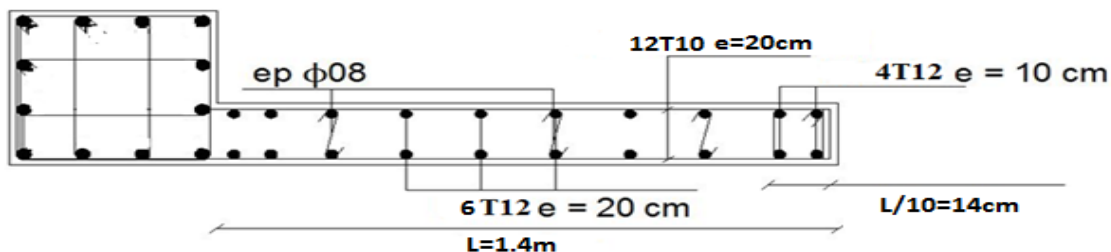


Figure V.8. Schéma de ferrailage de voile type 3 zone.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURES

VI.1. Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VI.2. Choix de type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de l'ouvrage.
- Solution facile à réaliser et économique.

En ce qui concerne notre ouvrage, On a un choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général.
- Radier nervuré.

❖ Semelles filantes

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 1504.41 \text{ KN} \quad ; \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow s \geq \frac{1504.41 \times 10^{-3}}{0.2} = 7.522 \text{ m}^2$$

$$S_T = 7.522 * 35 = 263.27 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{bat} = 384.6 \text{ m}^2$

$$\frac{S_T}{S_B} = 68.45 > 50\%$$

Conclusion La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général. Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.3. Etude du radier

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier

a- L'épaisseur du radier

❖ Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La grande distance entre nus d'appuis. $L_{\max} = 4.70m$

$$D'où : 58.75cm \leq h_r \leq 94cm \quad (1)$$

❖ Condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec L_{\max} : Plus grand distance entre deux points d'appuis

L_e : Longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E=32164195 \text{ KN/m}^2$

b : Largeur du radier (bande de 1 mètre)

K : Coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K= 40000 \text{ KN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.70)^4}{32164.195\pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.67m \quad (2)$$

Finalement ; d'après (1) et (2) on opte : $h_r=75cm$

❖ **La surface minimale de radier**

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{bat}=384.6 \text{ m}^2$
- L'emprise totale avec un débordement de : $d \text{ (débord)} \geq \text{Max} (h/2 ; 30\text{cm}) = 40\text{cm}$.
Donc : $S_{radier} = S_{bat} + D * (\text{périmètre}) = 417.2\text{m}^2$

b- Détermination des charges et des surcharges

- Superstructure : $G=31723.41\text{KN}$; $Q=5686.2\text{KN}$
- Infrastructure :
- Poids du radier : $G_{rad} = S_r \times h_r \times 25 = 417.2 \times 0.75 \times 25 = 7822.5 \text{ KN}$
Donc : $G_{totale} = 39545.91 \text{ KN}$; $Q_{totale} = 5686.2\text{KN}$

c- Détermination des efforts

Sollicitations :

- ELU : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$; $N_u = 61916.27 \text{ KN}$
- ELS : $N_s = N_G + N_Q$; $N_s = 45232.11 \text{ KN}$

d- La surface minimale du radier

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\begin{aligned} \text{❖ A l'ELS : } S_{rad} &\geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{45232.11 \times 10^{-3}}{0.2} = 226.16 \text{ m}^2 \\ \text{❖ A l'ELU : } S_{rad} &\geq \frac{N_u}{1.3\sigma_{adm}} = \frac{61916.27 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.2} = 257.98 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

VI.3.2. Les vérifications nécessaires

VI.3.2.1. Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL91 page (357)}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 ; d = 0.9h \quad b = 1\text{m}$$

L_{max} : La plus grande portée de la dalle = 4.70m.

$$\left\{ \begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_u}{b_0 \times d} ; d = 0.9h \\ V_u &= \frac{q L_{max}}{2} \\ q &= \frac{N}{S_{radier}} \end{aligned} \right.$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{61.92 \times 4.70 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 417.2 \times 0.07 \times 25} = 33.22cm$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.75m$ est vérifiée vis-à-vis le cisaillement.

VI.3.2.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement de bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq Fs \times \gamma \times Z \times S$$

Avec W : Poids totale du bâtiment à la base du radier $W = W_{radier} + W_{bâtiment} = 55037.47 KN$

Fs : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, $Fs = 1.5$

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10KN / m^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4.08 m$)

S : Surface du radier, ($S = 417.2 m^2$)

$$Fs \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 4.08 \times 417.2 = 25532.64 KN$$

Donc : $W \geq Fs \times \gamma \times Z \times S$ (Condition vérifiée.)

VI.3.2.3. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , La vérification se fait par la formule suivante ; (ArtA.5.2.4) CBA93.

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91 page (358)}$$

• **Sous poteau**

N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime le plus sollicité

$$N_u = 2.45 MN$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4(a+h) = 4(0.6+h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 4(0.6 + h) \times h \times 25 / 1.5$$

$$N_u \leq 3(0.6 + h)h$$

$$3h^2 + 1.8h - 2.45 \geq 0 \Rightarrow h \geq 63.17cm$$

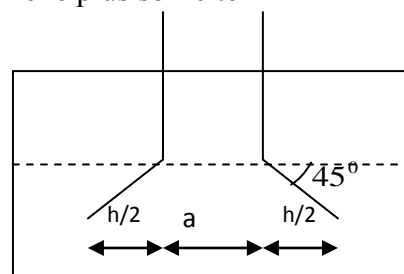


Figure VI.1. Schéma de transmission des charges.

- **Sous voile**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (P4) de longueur $L = 3.70\text{m}$.

$$N_u = 2.61 \text{ MN}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 1.4 + 2h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 2(0,2 + 1.4 + 2h) \times h \times 25 / 1.5$$

$$N_u \leq 1.5(1.6 + 2h)h$$

$$3h^2 + 2.4h - 2.61 \geq 0 \Rightarrow h \geq 56.83\text{cm}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.75\text{m}$ est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

VI.3.3. Caractéristique géométrique du radier

a- Centre de masse du radier

$$(X_r ; Y_r) = (12.3 ; 8.25) \text{ m}$$

b- Inertie du radier

$$I_x = 8026.7 \text{ m}^4$$

$$I_y = 18938.5 \text{ m}^4$$

$$V_x = 12.3 \text{ m}$$

$$V_y = 8.25\text{m}$$

c- Centre de masse de la structure

$$(X_s ; Y_s) = (13.53 ; 9.06) \text{ m}$$

d- L'excentricité

$$e_x = |X_s - X_r| = 1.23 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.81 \text{ m}$$

VI.3.4. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier. La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.3\sigma_{adm}$$

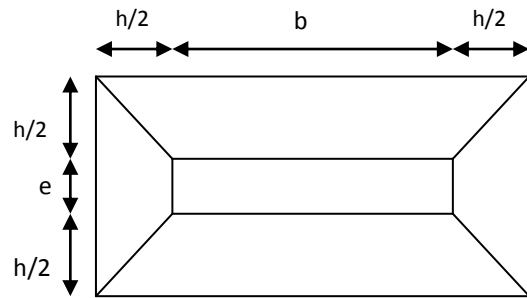


Figure VI.2. Schéma de transmission des charges.

Avec : $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$; $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- **N** : Effort normal du au charges verticales
- **M** : Moment d'excentricité due aux charges verticales $M=N.e$

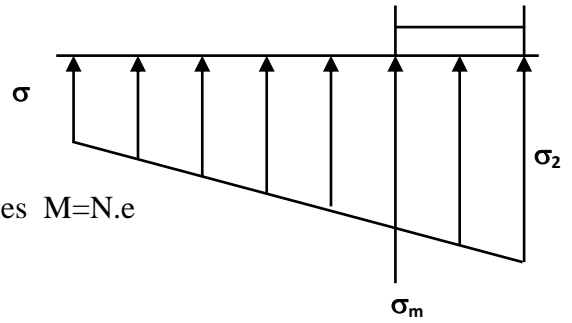


Figure VI.3. Diagramme des contraintes.

Tableau VI.1. Vérification des contraintes.

	ELS		ELU	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	transversale
N (MN)	37.41	37.41	51.36	51.36
M (MN.m)	46.01	30.30	63.17	41.60
V (m)	12.3	8.25	12.3	8.25
I(m⁴)	8026.7	18938.5	8026.7	18938.5
σ_1 (MPa)	0.16	0.103	0.212	0.141
σ_2 (MPa)	0.019	0.076	0.026	0.105
σ_{moy} (MPa)	0.125	0.096	0.166	0.132
σ_{adm} (MPa)	0.26	0.26	0.26	0.26
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI.3.5. Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant : $M = M_0 + T_0 \times h$

Avec M_0 : Moment sismique à la base. $M_{0x}=63786.68KN.m$; $M_{0y}=71879.75KN.m$

T_0 : L'effort tranchant à la base. $T_{0x}=3311.02KN$; $T_{0y} = 3734.71KN$

h : Profondeur de l'infrastructure $h = 4.08 m$

$M_{stab.X} = 0.8 * W * b_x = 0.8 * 47214.97 * 11.02 = 416247.18KN.m$

$M_{stab.y} = 0.8 * W * y = 0.8 * 47214.97 * 7.39 = 279134.90KN.m$

$M_{r.X} = 63786.68 + 3311.02 * 1.15 = 67594.35KN.m$

$M_{r.y} = 71879.75 + 3734.71 * 1.15 = 76174.67KN.m$

$$\frac{M_{stab.X}}{M_{r.X}} = 6.158 > 1.5$$

$$\frac{M_{stab,y}}{M_{r,y}} = 3.664 > 1.5$$

❖ **Conclusion** Les deux conditions sont vérifiées donc la structure est stable vis-à-vis au renversement. A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0.8G+E
- Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison G + Q + E

VI.3.5.1. Vérification de renversement : 0.8G+E

Tableau VI.2.Vérification de renversement.

	0.8G+E	
	Longitudinale	Transversal
N (MN)	25.59	25.59
M (MN.m)	44.15	25.33
V (m)	12.3	8.25
I(m⁴)	8026.7	18938.5
σ_1 (MPa)	0.129	0.072
σ_2 (MPa)	-0.006	0.05
σ_{moy} (MPa)	0.095	0.067
σ_{adm} (MPa)	0.26	0.26
La condition	Vérifiée	Vérifiée

VI.3.5.2. Vérification de soulèvement : G+Q+E

Tableau VI.3.Vérification de soulèvement.

	G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal
N (MN)	37.62	37.62
M (MN.m)	46.03	11.71
V (m)	12.3	8.25
I(m⁴)	8026.7	18938.5
σ_1 (MPa)	0.161	0.095
σ_2 (MPa)	0.02	0.085
σ_{moy} (MPa)	0.126	0.093
σ_{adm} (MPa)	0.26	0.26
La condition	Vérifiée	Vérifiée

VI.3.5.3. Vérification selon le RPA

D'après le RPA99 version 2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{1}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales})$$

Tableau VI.4.Vérification de soulèvement selon RPA.

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N(KN)	25.59	25.59	37.62	37.62
M(KN.m)	44.15	25.33	46.03	11.71
e(m)	1.725	0.99	1.224	0.311
L/4 (m)	6.175	4.0375	6.175	4.0375
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI.4. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VI.4.1. Méthode de calcul

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés. Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau. Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

a- Détermination des moments isostatiques

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$$0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte sur un sens} \quad \text{Avec : } \alpha = L_x / L_y$$

$$0 < \alpha < 1 \Rightarrow \text{La dalles porte sur deux sens}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0.75 \times M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0.75 \times M_y$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{ax} = 0.5 \times M_x \quad ; \quad M_{ay} = 0.5 \times M_x$$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0.85 \times M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0.85 \times M_y$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{ax} = 0.3 \times M_x \quad ; \quad M_{ay} = 0.3 \times M_x$$

- Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-dessous, ou L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40. Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

b- Evaluation des charges et surcharges :

- ELU : $q_u = \frac{N_U}{S_{rd}} = 148.41 \text{KN} / \text{m}^2$
- ELS : $q_s = \frac{N_s}{S_{rd}} = 108.42 \text{KN} / \text{m}^2$

c- Calcul du ferrailage longitudinal

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.40}{4.70} = 0.94 \quad \alpha > 0,4$$

Les sollicitations

❖ L'ELU

$$\alpha = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

Sens X-X

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0.0419 \\ M_x &= \mu_x \times q_{ul} \times l_x^2 = 120.39 \text{KN.m} \\ M_{tx} &= 0.75 \times M_x = 90.29 \text{KN.m} \\ M_{ax} &= 0.5 \times M_x = 60.20 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Sens Y-Y

$$\begin{aligned} \mu_y &= 0.8661 \\ M_Y &= \mu_y \times M_x = 104.27 \text{KN.m} \\ M_{TY} &= 0.75 \times M_x = 78.20 \text{KN.m} \\ M_{aY} &= 0.5 \times M_x = 52.14 \text{KN.m} \end{aligned}$$

❖ L'ELS

$$\alpha = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

Sens X-X

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0.0491 \\ M_x &= \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 103.06 \text{KN.m} \\ M_{tx} &= 0.75 \times M_x = 77.30 \text{KN.m} \\ M_{ax} &= 0.5 \times M_x = 51.53 \text{KN.m} \end{aligned}$$

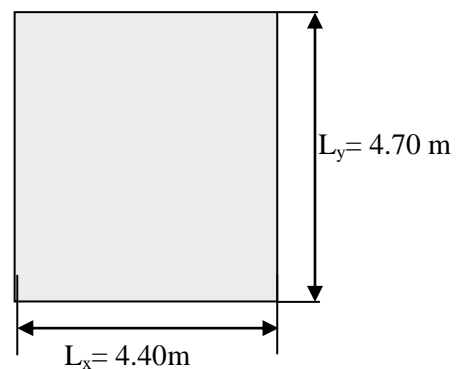


Figure VI.4. Le panneau le plus sollicité.

SensY-Y

$$\mu_x = 0.9087$$

$$M_x = \mu_x \times M_x = 93.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 70.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 46.83 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

- **Pourcentage minimale**

Suivant le petit côté : $A_{ymin} \geq 8h = 6\text{cm}^2$

Suivant le grand côté : $A_{xmin} \geq 8h[(3-\alpha)/2] = 6\text{cm}^2$ BAEL 91 Page (359)

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 8.15 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximal**

$$S_{tx} \leq \text{Min} (33 \text{ cm}; 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \text{Min} (45 \text{ cm}; 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL91 Page (360)}$$

- **Calcul des armatures à L'ELU**

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI .5.Le ferraillage à l'ELU.

	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u(KN.m)	90.29	60.20	78.20	52.14
U	0.0140	0.0093	0.0121	0.0081
U < 0.392	Oui	Oui	Oui	Oui
A_s(cm²/ml)	3.88	2.58	3.35	2.23
A_{smin}(cm²/ml)	8.15	8.15	8.15	8.15
Choix	5T20	5T16	5T20	5T16
A_s adopté (cm²)	15.71	10.05	15.71	10.05

- **Vérification à l'ELS : fissuration préjudiciable**

- ❖ **Vérification des contraintes**

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Dans le béton on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$).

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Tableau VI.6. Vérification des contraintes.

	Sens	M_{SER} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	77.30	15.63	761294.24	1.59	78.99	CV
	Y-Y	70.24	15.63	761294.24	1.44	71.78	CV
Appuis	X-X	51.53	12.84	520960.60	1.27	81.10	CV
	Y-Y	46.83	12.84	520960.60	1.15	73.71	CV

$$\diamond \text{ Vérification des moments } M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Tableau VI.7. Vérification des moments.

		ELU			
			$M_t + (M_e + M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M_0	120.39	150.46	150.46	C.V
	M_e	60.20			
	M_w	60.20			
	M_t	90.26			
		ELS			
			$M_t + (M_e + M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M_0	103.06	128.83	128.83	C.V
	M_e	51.53			
	M_w	51.53			
	M_t	77.30			

Tableau VI.8. Vérification des moments

		ELU			
			$M_t + (M_e + M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M_0	104.27	130.34	130.34	C.V
	M_e	52.14			
	M_w	52.14			
	M_t	78.20			
		ELS			
			$M_t + (M_e + M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M_0	93.65	117.07	117.07	C.V
	M_e	46.83			
	M_w	46.83			
	M_t	70.24			

d. Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l = 1\text{m}$; le calcul du ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

❖ **Ferraillage du débord**

$$\begin{aligned}
 b &= 1m \\
 h &= 40cm \\
 d &= 36cm \\
 L &= 0.4m \\
 q_u &= 148.41 \text{ KN} / m^2 \times 1ml \\
 q_{ser} &= 108.42 \text{ KN} / m^2 \times 1ml \\
 f_{bu} &= 14.17 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

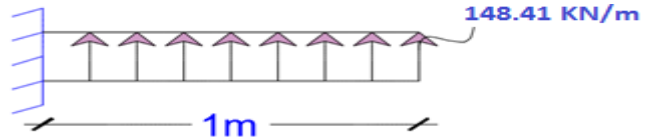


Figure VI.5.Schéma statique du débord.

❖ **Calcul à L'ELU**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 11.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{11.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.006 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_s = 0 \text{ N'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.007$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.99 \Rightarrow A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 0.96 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité** $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 4.35 \text{ cm}^2$

NB : Le ferraillage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

e. Ferraillage transversal

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 1.5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (161)}$$

$$V_u : \text{Effort tranchant maximum à L'ELU} \Rightarrow V_u = q_u \times L = 148.41 \times 0.4 = 59.36 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{59360}{1000 \times 0.9 \times 360} = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

N.B : Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

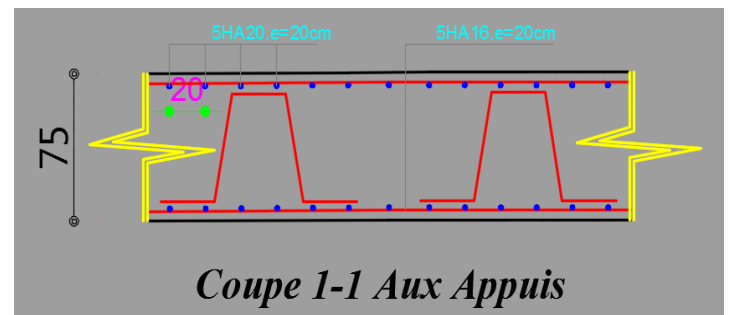
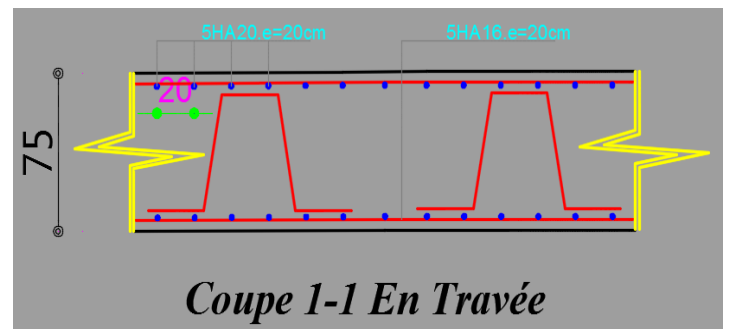
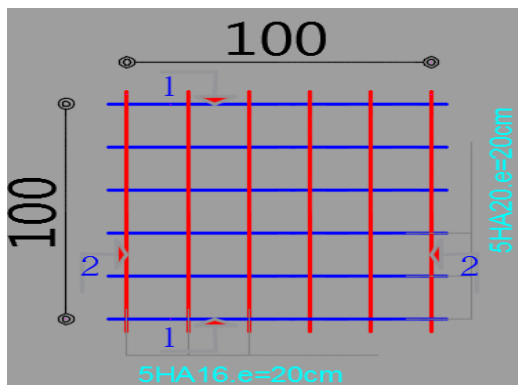


Figure VI.6. Schéma de ferrailage du radier.

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation MASTER et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié. Ceci nous a permis d'avoir les résultats suivants :

Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus ou moins résistante.

Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.

La modélisation avec le logiciel ETABS 9.7.4 nous a permis d'apprendre beaucoup des choses à savoir :

Le comportement et le mouvement de la structure.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.



Les Règlements :



RPA99/2003: Règlement parasismique algérienne.



CBA93: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.



BAEL91/99: Béton armé aux états limites.



DTR B.C.2.2: Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Les livres :



Belazougui. M, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.



Henry.Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Batiment (Tome 1), Editions Press De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1992.



ALAIN CAPRA, Calcul Dynamique Des Structures En Zones Sismiques.

Les mémoires de fin d'étude :



Etude d'un bâtiment R+16+Sous/Sol à usage d'habitation et commercial, Boumerdes 2005.



Conception et étude d'un bâtiment R+8+Sous/Sol contreventé par des voiles porteurs, Media 2009



Les mémoires de l'année passée, Bouira 2016 et 2017.

ANNEXE

PLANS DE GENIE CIVIL



PLANS D'ARCHITECTURES

