



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITÉ «Abbès LAGHROUR» -KHENCHELA-

FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Département De Génie Civil



Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master(L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

**Etude d'un bâtiment «RDC+8étages» avec
contreventement mixte**

Réalisé Par

- SALIB LOUIZA
- SIAD ZOHRA

Encadré Par : Dr. Refrafi Salah

Année Universitaire 2022 –2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nous remercions Dieu, le Tout-Puissant, qui nous a donné la force et le courage pour élaborer ce travail.

Nous remercions notre encadreur Mr. Refrafi Salah, ses orientations et ses suggestions les plus inestimables, surtout pour sa patience.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner ce manuscrit.

Nous ne manquons pas de remercier sincèrement les professeurs du Département de Génie Civil qui nous ont suivies tout au long des années scolaires, et qui nous ont permis d'acquérir les connaissances nécessaires à l'élaboration de ce modeste ouvrage.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apportés aide et encouragement.

DEDICACE

Je dédie ce mémoire :

A mon éternel modèle, qui m'a toujours motivé et motivé dans ma vie, qui a donné sa vie entière pour me voir devenir qui je suis, à toi Mon cher père.

A la Source de ma joie et de bonheur, celle qui s'est toujours sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, à toi chère maman.

A mon cher grand-père, pour tous les sacrifices et ses précieux conseils, Pour son aide et sa présence dans ma vie.

A Ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination, mes sœurs et mes frères.

Louiza

DEDICACE

Je dédie ce mémoire :

*Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon père,
que dieu l'accueille dans son vaste paradis.*

*A la Source de ma joie et de bonheur, celle qui s'est
toujours sacrifiée afin de me voir devenir ce que je suis, à toi
chère maman*

*A Ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination,
mes sœurs et mes frères.*

Zohra

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	I
Dédicace.....	II
Dédicace.....	III
LISTE DES FIGURES	IV
LISTE DES TABLEAUX	V

Introduction Générale

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Partie 01

I.1.Présentation de l'ouvrage.....	1
I.1.1. Introduction.....	1
I.1.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.1.3.Conception de la structure	1
I.1.4. Règlements de calcul.....	2

Partie 02

I.2.Les caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.2.1.Béton.....	3
I.2.1.1.Résistance caractéristique à la compression.....	3
I.2.1.2.Résistance caractéristique à la traction.....	4
I.2.2.Déformation du béton.....	4
I.2.3.Coefficient de Poisson.....	4
I.2.3.1.Diagramme contrainte/déformation de calcul.....	4
I.2.3.Acier.....	6
I.2.3.1.Caractéristiques mécaniques des armatures.....	7
I.2.3.2.Diagramme contrainte/déformation de calcul des armatures.....	7
I.3.Action et sollicitation	8
I.3.1. Action.....	8
I.3.2. Sollicitation	9
I.4.Combinaison d'action	9

ChapitreII:Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

II.1.Introduction.....	15
II.2.Pré dimensionnement des planchers.....	15
II.2.1.Planchers en corps creux.....	15
II.2.2.Planchers dalles pleines (balcons).....	16
II.3.Pré dimensionnement de l'acrotère.....	16
II.4.Pré dimensionnement des escaliers.....	17
II.5.Pré dimensionnement des poutres	18
II.5.1.Les Poutres principal.....	19
II.5.2.Les Poutres secondaires.....	19
II.5.3.Vérification des critères imposés par le RPA99/2003 pour les poutres.....	19
II.6.Evaluation des charges et surcharges.....	20
II.7.Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux.....	23
II.7.1. Critère de résistance.....	27
II.7.2.Critère de stabilité.....	27
II.7.3.Vérification des critères imposés par le RPA99/V2003.....	27
II.8.Pré dimensionnement des voiles.....	28
II.8.1.Critère d'incendie	28
II.8.2. critère imposés par le RPA99/2003 (l'article 7. 7.1).....	28

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	30
III.2.Planchers à corps creux.....	30
III.2.1.Les poutrelles.....	30
III.2.1.1.Dimensions de la poutrelle.....	30
III.2.1.2.Calcul des poutrelles.....	31
III.2.1.3.Choix de la méthode de calcul.....	32
a)Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91/99)	32
b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL91/99).....	33
III.2.1.4.Type des poutrelles.....	35
III.2.1.5.Application de la méthode.....	40
III.2.1.6.Ferraillages des poutrelles.....	44
III.2.1.7.Vérifications règlementaires.....	47
III.2.2.Table de compression.....	50
III.3.Planchers dalles pleines (balcons).....	51

III.3.1.Evaluation des charges.....	51
III.3.2.Combinaisons des charges.....	52
III.3.3.Calcul du ferrailage.....	52
III.4.Acrotère.....	56
III.4.1.Evaluation des charges et surcharges.....	57
III.4.2.Détermination des sollicitations.....	58
III.4.3.Ferrailage de l'acrotère.....	61
III.5.Etude des escaliers.....	62
III.5.1.Evaluation des charges.....	62
III.5.1.1.Combinaison des charges.....	62
III.5.1.2.Schéma statique d'escalier.....	62
III.5.1.3.Calcul des moments et les efforts tranchants.....	63
III.5.2.Ferrailage.....	64
III.6.Étude de la poutre palière.....	69
III.6.1.Pré dimensionnement de la poutre palière.....	69
III.6.2.calcul de ferrailage.....	71
III.6.3.Schéma de ferrailage de poutre palière.....	77
III.7.Etude de l'ascenseur.....	77
III.7.1.Introduction.....	77
III.7.2.Etude de la cage d'ascenseur.....	77
III.7.2.Définir le poids de l'ascenseur.....	77
III.8.Dalle machine.....	78
III.8.1.Introduction.....	78
III.8.2.Pré dimensionnement de la dalle machine.....	78

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1.Introduction.....	85
IV.2.Choix de la Méthode de calcul.....	85
IV. 2.1.Méthode statique équivalente.....	85
IV. 2.1.1.Condition d'application de la Méthode statique équivalente.....	85
IV. 2.2.Méthode dynamique.....	85
IV.3. Calcul de l'action sismique.....	85
IV.3.1. Nombre de modes à considérer.....	89
IV.3.2. Résultats de calcul (ROBOT).....	89

IV.4. Distribution verticale de la force sismique.....	91
IV.5. Méthode d'analyse modale spectrale.....	92
IV.5.1. principe.....	92
IV.5.2. Modélisation de la structure.....	92
IV.5.3. Spectre de réponse.....	93
IV.6. Modélisation de la structure.....	93
IV.6.1. Analyse statique et dynamique.....	93
IV.6.2. Détermination des paramètres des combinaisons d'action.....	94
IV.7. Les données géométriques.....	95
IV.7.1. Centre de torsion.....	95
IV.7.2. Centre de masse.....	96
IV.7.3. Evaluation des excentricités.....	96
IV.8. Vérification des méthodes.....	98
IV.8.1. Vérification de la période.....	98
IV.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	98
IV.8.3. Calcul des déplacements.....	98
IV.8.4. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ ...	99
IV.8.5. Vérification au renversement.....	101

Chapitre V: calcul des éléments structuraux

V.1. Ferrailage des poteaux.....	103
V.1.1. Introduction.....	103
V.1.2. Recommandations selon RPA99/V2003.....	104
V.1.3. Recommandations selon BAEL91/99.....	106
V.1.4. Procédure de calcul des armatures longitudinales.....	106
V.1.5. Exemple de Calcul.....	106
V.1.6. Schémas des ferrailages des poteaux.....	113
V.2. Ferrailage des poutres.....	114
V.2.1. Introduction.....	114
V.2.2. Recommandations du RPA99/V2003.....	114
V.2.3. Exemple de calcul.....	115
V.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales.....	115
V.2.3.2. Calcul des armatures transversales.....	117
V.2.4. Schémas des ferrailages des poutres.....	122

V.5.Ferraillage des voiles.....	123
V.5.1.Introduction.....	123
V.5.2.Recommandations du RPA99/V2003.....	123
V.5.3.Combinaisons de calcul.....	125
V.5.4.Calcul du ferraillage des voiles.....	125
V.5.4.1.Présentation de la méthode de calcul.....	125
V.5.4.2.Exemple de calcul.....	127
V.5.4.3.Schéma de ferraillage de voile.....	131

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction.....	132
VI.2.Choix du type de fondation.....	132
VI.1.2.Pré dimensionnement du radier.....	133
VI.1.1.Ferraillage du radier nervurée.....	141
VI.1.1.1.Ferraillage de la dalle.....	141
VI.1.1.2.Ferraillage des débords.....	145
VI.1.3.3.Ferraillage des nervures.....	146
VI.1.2.Calcul de voile périphérique.....	152
VI.1.1.2.Dimensionnement.....	152
VI.1.4.2.Ferraillage du voile périphérique.....	153

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1: Diagramme contraintes – déformations du calcul du béton à L'ELU.....	5
Figure I.2 : Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L'ELS.....	6
Figure I.3 : Diagramme contrainte - déformation du calcul de l'acier à l'ELU.....	7
Figure I.4 : Diagramme de déformation limite de la section.....	7
Figure I.5 : Vue du bâtiment en élévation.....	10
Figure I.6 : Plan de situation.....	11
Figure I.7 : Plan de masse.....	11
Figure I.8 : Coup A–A.....	12
Figure I.9: Vue en plan RDC.....	13
Figure I.10: Vue en plan 1 ^{er} étage.....	13
Figure I.11: Vue en plan étage (2-3-4-5-6-7-8).....	14

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Figure II.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	15
Figure I.2 : coupe en élévation de l'acrotère terrasse inaccessible.....	16
Figure II.3 : Schéma d'un escalier.....	17
Figure II.4 : schéma statique de l'escalier type01.....	17
Figure II.5 : schéma statique de l'escalier type 02.....	18
Figure II.6 : schéma statique de l'escalier type 03.....	18
Figure II.7: Dimensions d'une poutre.....	18
Figure II.8:Surface reprise par le poteau.....	25
Figure II.9: Coupe de voile en plan.....	28
Figure II.10:Coupe de voile en élévation.....	28
Figure II.11 : Plane de coffrage	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	30
Figure III.2 : Valeur des moments d'appuis sur une poutre à deux travées.....	34
Figure III.3: Valeur des moments d'appuis sur une poutre à trois travées.....	34
Figure III.4 : Valeur des moments d'appuis sur une poutre plus de trois travées.....	34

Figure III.5 : schéma statique de la poutrelle.....	35
Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants.....	36
Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant.....	37
Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants.....	37
Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant.....	37
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants.....	39
Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant.....	41
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants.....	41
Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant.....	41
Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant.....	42
Figure III.15 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant des poutrelles à l'ELS.....	43
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de poutrelle.....	43
Figure III.17 : ferrailage de la dalle de compression.....	51
Figure III.18 : Schéma statique du balcon à l'ELU.....	52
Figure III.19 : Schéma statique du balcon à l'ELS.....	52
Figure III.20 : Section du calcul du balcon.....	53
Figure III.21 : Schéma de ferrailage du balcon.....	56
Figure III.22 : Dimensions et charges appliquées sur l'acrotère.....	57
Figure III.23 : Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	58
Figure III.24 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère.....	61
Figure III.25 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	62
Figure III.26 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.....	63
Figure III.27 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à l'ELU.....	63
Figure III.28: Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à l'ELS.....	63
Figure III.29: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	64
Figure III.30 : Schéma statique de la poutre palière.....	70
Figure III.31: Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU.....	70
Figure III.32 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant de la poutre palière à l'ELS.....	70
Figure III.33: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	77

Figure III.34 : Ferrailage de dalle en travée.....	83
Figure III.35 : Ferrailage de dalle en appuis.....	83

Chapitre VI : Etude dynamique et sismique

Figure VI.1 : Vue en plan du 1er mode.....	90
Figure VI.2 : Vue en plan du 2ème mode.....	90
Figure VI.3 : Vue en plan du 3 ème mode.....	91

Chapitre V : calcul des éléments structuraux

Figure V.1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux).....	105
Figure V.2 : Les excentricités d'une section en flexion composée	107
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	113
Figure V.4 : Recouvrement de la zone nodale.....	118
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres.....	122
Figure V.6 : Contraintes des voiles.....	125
Figure V.7 : Section entièrement comprimée.....	126
Figure V.8 : Section entièrement tendu.....	126
Figure V.9 : Section partiellement comprimée.....	127
Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile	131

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure. VI.1 : Schéma de radier.....	132
Figure. VI.2 : Dimension du radier nervuré.....	135
Figure. VI.3 : Schéma de transmission des charges	138
Figure. VI.4 : Le panneau le plus sollicité.....	141
Figure. VI.5 : Présentation schématique de débord.....	145
Figure. VI.6 : Schéma de ferrailage du radier.....	146
Figure. VI.7 : plan de repérage des nervures.....	147
Figure. VI.8 : Diagramme des moments des nervures sens X-X à L'ELU et à L'ELS.....	147
Figure. VI.9 : Diagramme des moments des nervures sens Y-Y à L'ELU et à L'ELS.....	148
Figure. VI.10 : Schéma de ferrailage de la nervure.....	151
Figure. VI.11 : Schéma du voile périphérique.....	152
Figure. VI.12 : ferrailage du voile périphérique.....	153

LIST DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage & Caractéristiques des matériaux

Tableau I.1 : les types et Caractéristiques des aciers.....	6
---	---

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher étage courant.....	20
Tableau II.3 : Charges permanentes de Balcon.....	21
Tableau II.4 : Charges permanentes du mur extérieur.....	21
Tableau II.5: Charges permanentes du mur intérieur.....	22
Tableau II.6: Charges permanentes du palier.....	22
Tableau II.7: Charges permanentes de la volée.....	23
Tableau II.8 : la dégression des charges.....	25
Tableau II.9 : descente des charges.....	25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1: Chargement sur les poutrelles.....	32
Tableau III.2 : Sollicitations du plancher étage à l'ELU.....	36
Tableau III.3 : Sollicitations du plancher étage à l'ELS.....	38
Tableau III.4 : Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELU.....	40
Tableau III.5 : Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELS.....	43
Tableau III.6 : Les sollicitations maximum ELU.....	44
Tableau III.7: Les sollicitations maximum ELS.....	45
Tableau III.8: récapitulatif de Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	49
Tableau III.9: vérification des contraintes (acier et béton) du balcon à l'ELS.....	56
Tableau III.10: Combinaison d'action de l'acrotère.....	58
Tableau III.11: Combinaison d'action de l'escalier.....	62
Tableau III.12: calcul des armatures d'escalier à l'ELU.....	66
Tableau III.13: récapitulatif des vérifications de l'escalier à l'ELU	66

Tableau III.14 : Vérifications de contrainte de compression dans le béton à l'ELS.....	68
Tableau III.15 : Vérification de la flèche d'escalier.....	73
Tableau III.16 : calcul des armatures de la poutre palière à l'ELU.....	73
Tableau III.17 : Vérification de contrainte de cisaillement.....	73
Tableau III.18 : Vérifications de contrainte de compression dans le béton à l'ELS.....	75

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des Poids total de la structure.....	87
Tableau IV.2 : Valeurs des facteurs de qualités sens X.....	88
Tableau IV.3 : Valeurs des facteurs de qualités sens Y	89
Tableau IV.4 : Valeurs des : périodes et facteurs de participation modale.....	89
Tableau IV.5 : Tableau donne les valeurs des efforts F_i	92
Tableau IV.6 : les centres de torsion de chaque niveau.....	96
Tableau IV.7 : les centres de masse de chaque niveau.....	97
Tableau IV.8 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.....	98
Tableau IV.9 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.....	98
Tableau IV.10 : Tableau donne les déplacements Δ_k et δ_k	99
Tableau IV.11 : L'effet P. Δ dans le sens x-x.....	100
Tableau IV.12 : L'effet P. Δ dans le sens y-y.....	100

Chapitre V : calcul des éléments structuraux

Tableau V.1 : Combinaisons des charges.....	103
Tableau V.2 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	104
Tableau V.3: Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul.....	106
Tableau V.4 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux.....	109
Tableau V.5 : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux.....	109
Tableau V.6 : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux.....	109
Tableau V.7 : La longueur de recouvrement.....	109
Tableau V.8 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.....	110
Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.....	110
Tableau V.10 : Les résultats de vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.....	112
Tableau V.11:Vérification de flambement des poteaux.....	112

Tableau V.12 : Tableau récapitulatif des armatures transversales.....	112
Tableau V.13 : La longueur minimale de recouvrement.....	118
Tableau V.14 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres.....	118
TableauV.15: Les barres choisies pour les poutres principales.....	119
TableauV.16: Les barres choisies pour les poutres secondaires.....	120
Tableau V 17 : Tableau récapitulatif de vérification de contrainte de cisaillement des Poutres	120
Tableau V.18 : Vérification de contrainte d'adhérence des poutres.....	121
Tableau V.19 : Vérification de contrainte dans le béton des Poutres à l'ELS.....	121
Tableau V.20 : Vérification de la flèche.....	121
Tableau V.21 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres.....	121
Tableau V.22 : Ferrailage verticale du voile type 1.....	129
Tableau V.23 : Choix des barres verticales du voile type 01.....	129
Tableau V.24 : Ferrailage verticale du voile type 2.....	130
Tableau V.25 : Choix des barres verticales du voile type 02.....	130
Tableau V.26 : Les vérifications à l'ELS et de contrainte de cisaillement.....	130

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau. VI.1. Vérification des contraintes des loueuse radier.....	140
Tableau. VI.2. Les moments de la dalle à l'ELU et à l'ELS.....	143
Tableau. VI.3. Calcul des armatures de la dalle à l'ELU.....	143
Tableau. VI.4. vérification des panneaux de radier à l'ELS.....	144
Tableau. VI.5. Ferrailage de débord du radier.....	145
Tableau. VI.6. vérification de débord à l'ELS.....	146
Tableau. VI.11. calcul des armatures de la nervure.....	149
Tableau. VI.12. vérification de la nervure à l'ELU.....	149
Tableau. VI.13. Vérification des nervures du radier à l'ELS.....	150

Introduction générale

La construction de bâtiments s'est développée rapidement, surtout après la Seconde Guerre mondiale. En raison du développement économique dans les pays développés, la structure verticale a été préférée pour économiser de l'espace.

L'Algérie se situe dans la zone de convergence des plaques tectoniques. Il se marque comme une zone de forte activité sismique. Cependant, ce choix (structure verticale) est risqué. 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 où chaque étude de projet de construction a un objectif :

Sécurité : Assurer la stabilité du travail.

Économie : utilisé pour réduire les coûts du projet.

L'utilisation du béton armé (BA) dans la construction est déjà un avantage économique.

Peu coûteux par rapport à d'autres matériaux (cadres en bois ou en métal).

Dans le cadre de ce projet, des calculs ont été effectués pour un bâtiment en béton armé à sept étages d'habitation et

Age des locaux commerciaux un rez-de-chaussée de service situé dans une zone II de sismicité, l'ouvrage est de grande importance « groupe 2 » à wilaya de Sétif

➤ Ce mémoire est composé de six chapitres :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage & Caractéristiques des matériaux

Ce chapitre a pour but de présenter la variante (le système structurel et les caractéristiques des matériaux utilisés)

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Dans ce chapitre on va faire un pré dimensionnement pour chaque type d'élément de la structure et une descente de charges pour vérifier la section du poteau le plus sollicité.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Dans ce chapitre on calcule le ferrailage de tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, on distingue : les escaliers, les balcons, l'acrotère, le plancher, etc...

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Une étude dynamique et sismique est effectuée dans ce chapitre pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Chapitre V : Les éléments structuraux

Dans ce chapitre on calcule le ferrailage des poteaux, poutres et voiles qui se font à partir des méthodes données par (BAEL91mod99) avec respect des vérifications données par le RPA99 v2003.

Chapitre VI : calcule le ferrailage des fondations.

Dans ce chapitre on dimensionne et on calcule le ferrailage des fondations.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage & Caractéristiques des matériaux

Partie 01**I.1- Présentation de l'ouvrage :****I.1.1- Introduction :**

Le projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation qui fait partie d'un programme REALISATION DES LOGEMENTS PROMOTIONNELS ET LOCAUX COMMERCIAUX + ETAGE DE SERVICE à la wilaya de SETIFE.

Il est composé d'un rez-de-chaussée et de huit étages Il est implanté à la wilaya de SETIFE, Qui est : Une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 /version 2003).

Classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne (groupe d'usage 2), car sa hauteur ne dépasse pas 48m.

Le site est considéré comme un site meuble (S3) selon le rapport de sol.

La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 2$ bars

I.1.2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage**a) Dimensions en plan :**

La longueur totale : $L = 23,50$ m ;

La largeur totale : $L = 24,85$ m ;

b) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : $H = 29,41$ m ;
- Hauteur du réez de chaussée : $H = 4,59$ m ;
- Hauteur d'étage courant : $H = 3,06$ m ;

I.1.3. Conception de la structure :**a. Ossature et contreventement**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 /V2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b. Plancher

Les planchers ont pour fonctions essentielles : La séparation des différents étages d'une structure.

La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.

Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.

Isolation acoustique et thermique entre étages.

Support des plafonds et revêtements.

c. Maçonnerie

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse Murs extérieurs à double cloison :

- Brique creuse de 15 cm.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm.

Murs intérieurs :

- Ils sont constitués de brique creuse de 10 cm.

d. Revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eau.
- Plâtre pour les plafonds.
- Carrelage pour les planchers.

- e. Escaliers** Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et contre- marche) qui passe à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte trois types d'escalier.

- f. Les balcons** Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

- g. La terrasse** Dans notre projet la terrasse est inaccessible

- h. Les fondations** La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

Le choix du type de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

- e. L'acrotère** La terrasse de notre structure est entourée par un acrotère en béton armé. Son rôle principal est d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales sur les façades et les protège les personnes accédant à la terrasse.

I.1.4. Règlements de calcul :

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

- Le CBA93. (Code de béton armé).
- Le RPA 99/V 2003. (Règlement Parasismique Algérien)
- Le BAEL 91/99. (Béton Armé aux Etats Limites).
- Les DTR DTR-BC.2.2. (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BE 1. 31 (Règles D'exécution Des travaux de Fondations Superficielles).

Partie 02

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

I.2.1. Béton

Le béton est un agglomérat de granulats, de ciment, d'eau, et d'additions minérales.

Les constituants du béton :

Les granulats : On appelle « granulats » les matériaux inertes, sables graviers ou cailloux qui entrent dans la composition des bétons.

Ils sont classés en trois catégories :

- Les sables : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5 mm
- Les gravillons : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- Les cailloux : grains de dimensions supérieurs à 25mm.
- **Ciment :** Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile (80% de calcaire et 20% d'argile) qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau.
- **L'eau :** seule l'eau potable être reconnue pour la fabrication du béton (l'eau de mer est interdite pour les bétons armés et précontraints).
- **Adjuvants :** sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités inférieur à 5% de quantité de ciment, afin d'améliorer certaines propriétés.

I.2.1.1. Résistance caractéristique à la compression

BAEL 91/99(Art A.2.1, 11)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

- ✓ Pour des résistances $f_{C28} \leq 40 \text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{C28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{C28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

- ✓ Pour des résistances $f_{C28} > 40 \text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{C28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{C28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

I.2.1.2- Résistance caractéristique à la traction BAEL 91/99(Art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$$

$$f_{tj} = 0.275f_{cj} \frac{2}{3} \quad \text{si } f_{cj} > 60 \text{ MPA}$$

Dans notre cas on a pris : $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $f_{t28}= 2,1\text{MPa}$

I.2.2- Déformation du béton

Déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

Module de déformation instantanée : la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} E_{ij} = 32164,195\text{MPa} \quad \text{BAEL 91/99(Art A.2.1, 21)}$$

Module de déformation différée : Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86\text{MPa} \quad \text{BAEL 91/99(Art A.2.1, 22)}$$

Déformation transversale du béton :

Il est donné par l'expression suivante : $G = \frac{E}{2(1+V)}$

I.2.3. Coefficient de Poisson : BAEL 91(Art A.2.1, 3)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$V = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

On admet que :

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

$v=0,2$: dans le cas d'état limite de service.

I.2.3.1. Diagramme contrainte/déformation de calcul

a) à l'ELU BAEL91/99 (Art A.4.3, 41)

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 $\epsilon_{bc} = 2 \%$ 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

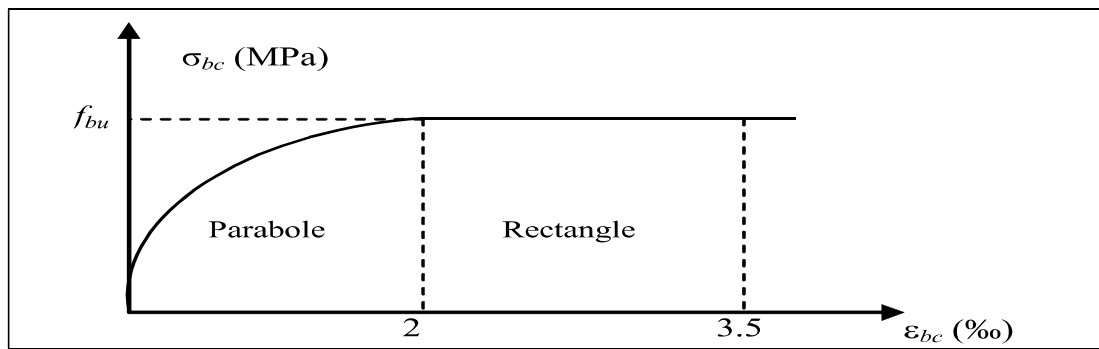


Figure I.1. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L'ELU.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :
- $\gamma_b=1,5$ cas des situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b=1,15$ cas des situations accidentelles.
- 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.
- Pour notre cas on obtient : $f_{bu}=14,17$ MPa en S.D.T $f_{bu}=18,50$ MPa en S.A

➤ **Contrainte ultime de cisaillement du béton :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ (MPa)} \quad \text{BAEL91/99 (Art A.5.1,1)}$$

V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cas d'armatures droites ($\alpha=90^\circ$) : BAEL91/99 (Art A. 5.1, 211)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Cas d'armatures inclinées ($\alpha=45^\circ$) : BAEL91/99 (Art A.5.1, 212)

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.27f_{cj}}{\gamma_b}; 7MPa\right)$$

b) à l'ELS BAEL91/99 (Art A. 4.5, 2)

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte Limite est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

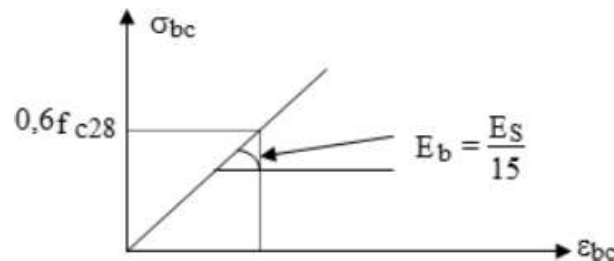


Figure I.2. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à l'ELS.

Pour notre cas : $\overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$

I.2.3. Acier

Pour combler le manque de résistance à la traction du béton, on lui associe l'acier pour reprendre les efforts de traction, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse (RL) pour 0,15 à 0,25 % de carbone.
- Aciers de haute adhérence (HA) pour 0,25 à 0,40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$. BAEL91/99 (Art A. 2.2, 1)

I.2.3.1. Caractéristiques mécaniques des armatures

Type	Nuance	F_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant.
	F_eE24	235	Epingle de levage des pièces Préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant.
	F_eE50	500	
Fils tréfile HA Type 3	F_eTE40	400	forme des barres droites ou des treillis
	F_eTE50	500	
Fils tréfile lisses Type 4	$TL50\Phi > 6\text{mm}$	500	soudés uniquement emploi courant
	$TL50\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau I.1 : les types et Caractéristiques des aciers

Dans notre cas : on utilise un acier de F e E400 $f_e = 400$ MPa.

I.2.3.2- Diagramme contrainte/déformation de calcul des armatures

a) à l'ELU BAEL91/99 (Art A. 2.2, 2)

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

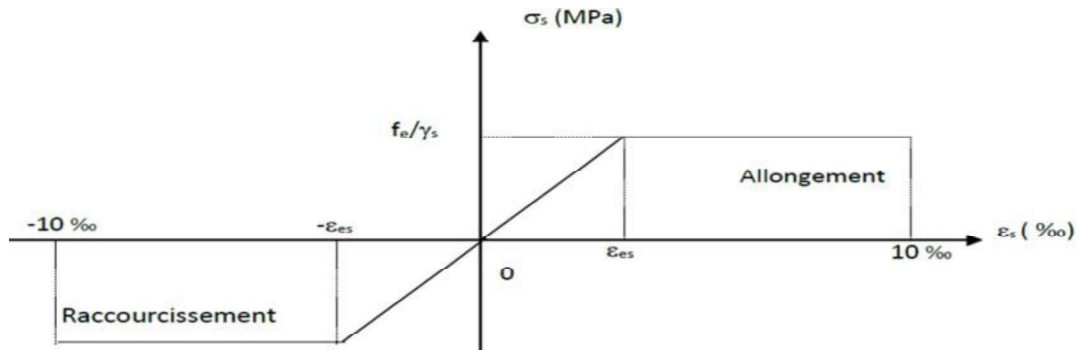


Figure I.3. Diagramme contrainte - déformation du calcul de l'acier à l'ELU.

• Règles des trois pivots

La règle des trois pivots qui consiste à supposer 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 suivante :

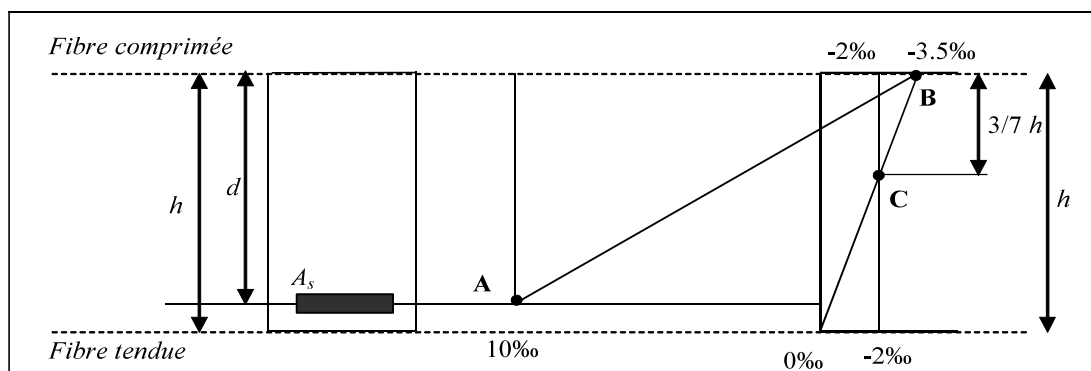


Figure I.4 : Diagramme de déformation limite de la section.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé

δ_s : Coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur : $\delta_s = 1,15$: Pour les situations durables ou transitoires **S.D.T.**

1 : Pour les situations accidentelles **S.A.**

a) à l'ELS

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

• Fissuration peu nuisible (FPN) BAEL91/99(Art A. 4.5, 32)

Pas de limitation (aucune vérification).

- Fissuration préjudiciable (**FP**) BAEL91/99(Art A. 4.5, 33)

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right] MPA$$

- Fissuration très préjudiciable (**FTP**) BAEL91/99(Art A. 4.5, 34)

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min\left[\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right] MPA$$

C : Coefficient de fissuration.

RL=Aciers rond lisse (RL).

HA =1,6 Aciers hautes adhérence (HA).

- **Pivot A** : Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état ultime atteint dans le béton.
- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

I .3. Action et sollicitation :

I .3.1. Action :

Les charges ou les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charge permanente, d'exploitation, climatique, etc.) ou résultat de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc.).

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion). Développés dans une construction par une combinaison d'action donnée.

On distingue trois types d'action :

- **Charge permanent (actions permanentes) :**

Les actions permanentes notées G ont une intensité constante ou peu variable dans le temps, elles comprennent :

Les poids propres de la structure.

Les actions permanentes autres que le poids propre de la structure.

Les poussées des terres ou les pressions d'hydrostatiques dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps.

Les déformations permanentes imposées à la construction (tassement, retraits...)

- **Charge variables (action variable) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est plus aux moins constante ; mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes ; on distingue :

- Charge d'exploitation.
- Actions climatiques.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.

➤ Charge accidentelle :

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application comme par exemple :

- Les séismes.
- Les incendies.
- Les chocs.
- Les explosions.

I.3.2. Sollicitation :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées

- G= charge permanent.
- Q= charge d'exploitation.
- W= action du vent.
- E= action du séisme.

I.4. Combinaison d'action :

Dans le cas où les planchers sont soumis uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitation, les combinaisons à considérer et ceci pour tous les éléments du plancher (nervure etc...).

Sont : à selon BAEL 91 :

Combinaison d'actions à l'ELU : BAEL99 (Art. A.3.3.21)

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

est

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable.

Q₁ : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0 , ψ_1 , et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par

CBA 93(Art A 3.1.3.1)

Expressions dans lesquels

- 1.5 dans le cas général
- $\gamma_{Q1} = -1.35$ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum\psi_{2i}Q_i$$

➤ **Situations accidentelles ELS : (Art. A.3.3.22 BAEL99)**

F_A : Valeur normale de l'action accidentelle

Ψ₁₁Q₁ : Valeur fréquente d'une action variable.

Ψ_{2i}Q_i : Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

➤ On que pour les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges variables on à la formule suivante : selon **RPA99 VERSION 2003**

- Situations durables : - l'E.L. U : 1.35G+1.5Q

- L'E.L. S : G+Q

- Situations accidentelles : - G+Q ± E

- 0.8G ± E

- G+Q ± 1.2*E pour les structures auto-stable

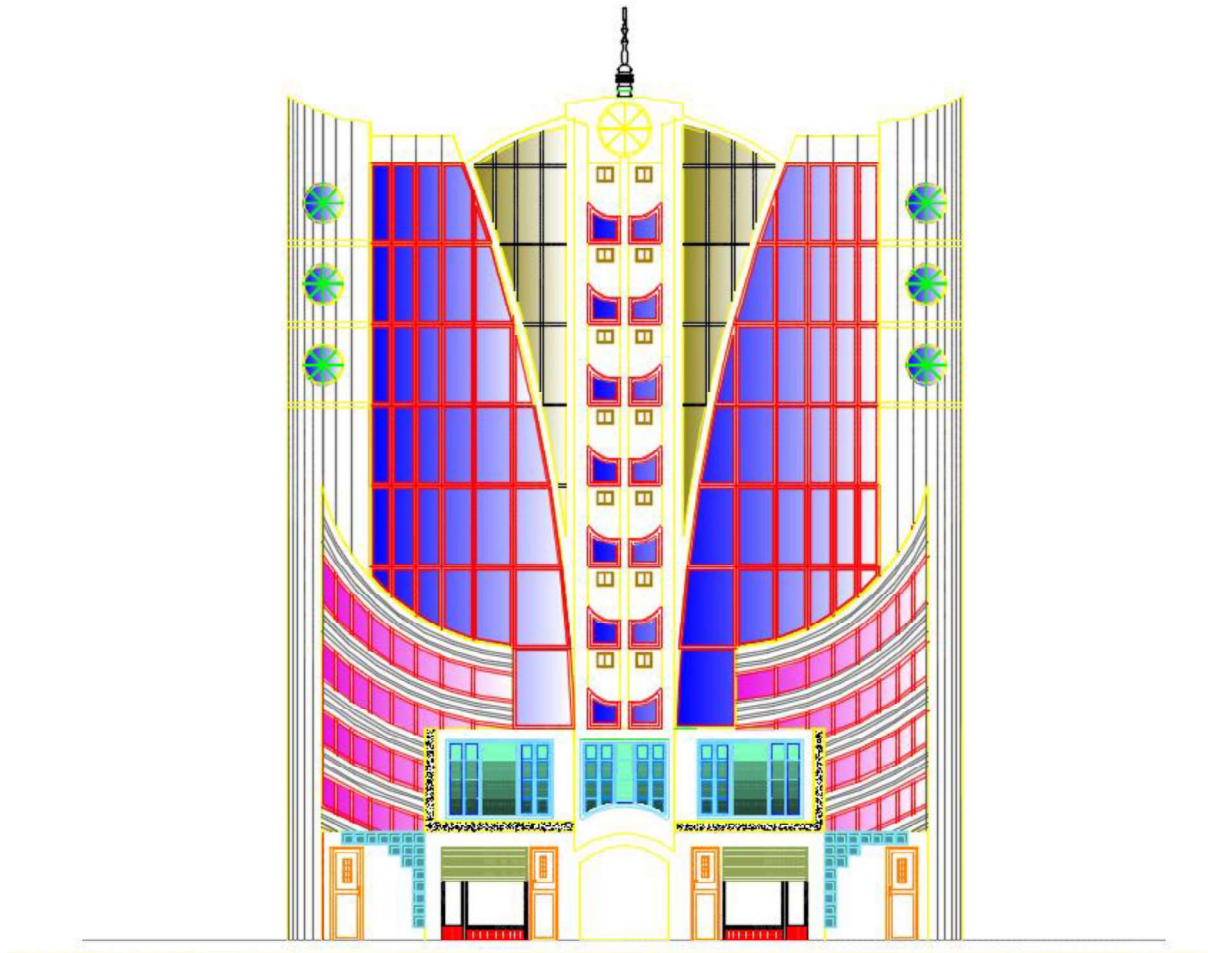


Figure I.5 : Vue du bâtiment en élévation.



Figure I.6 : Plan de situation.

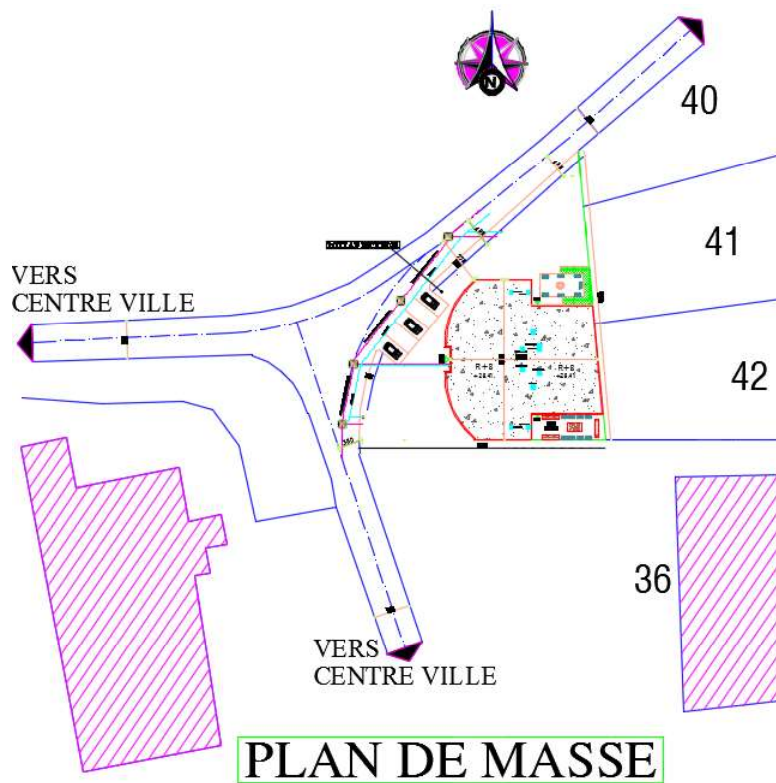
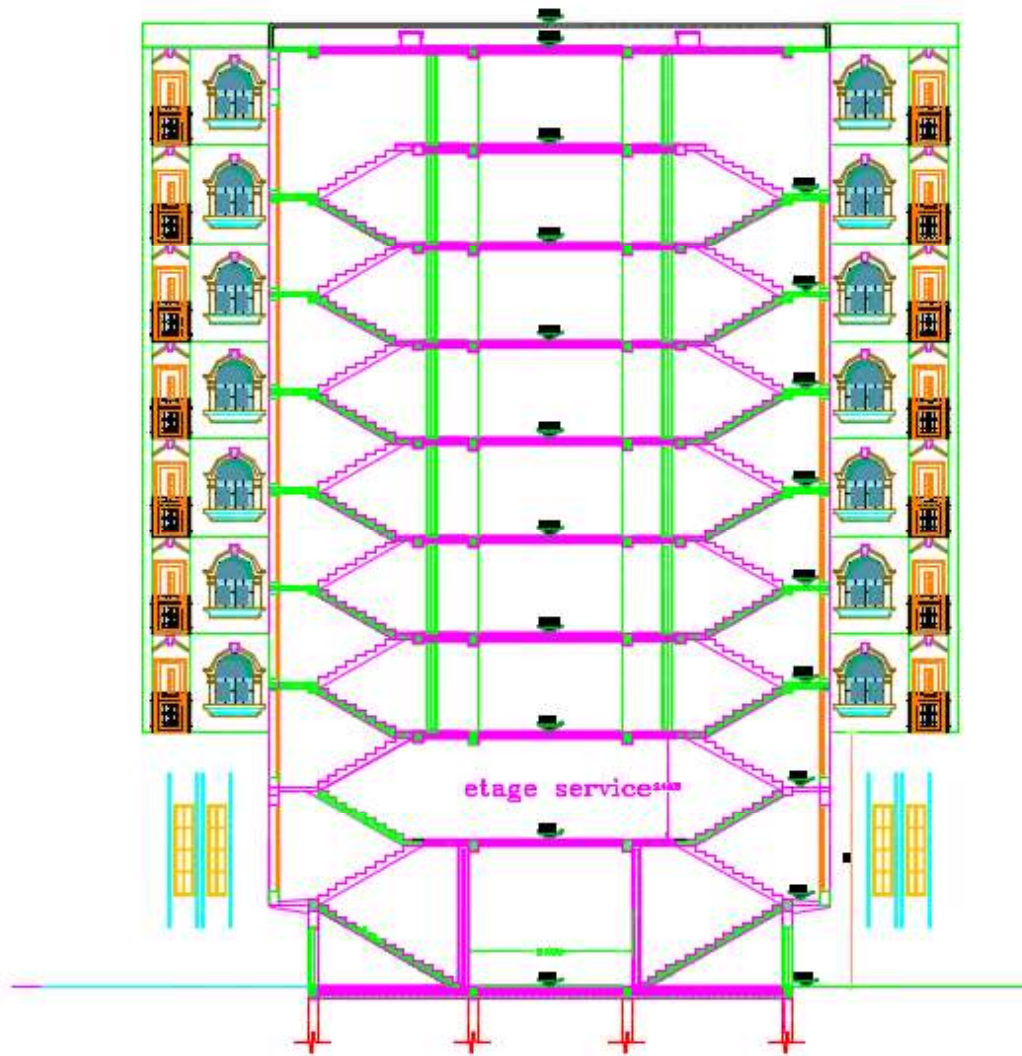
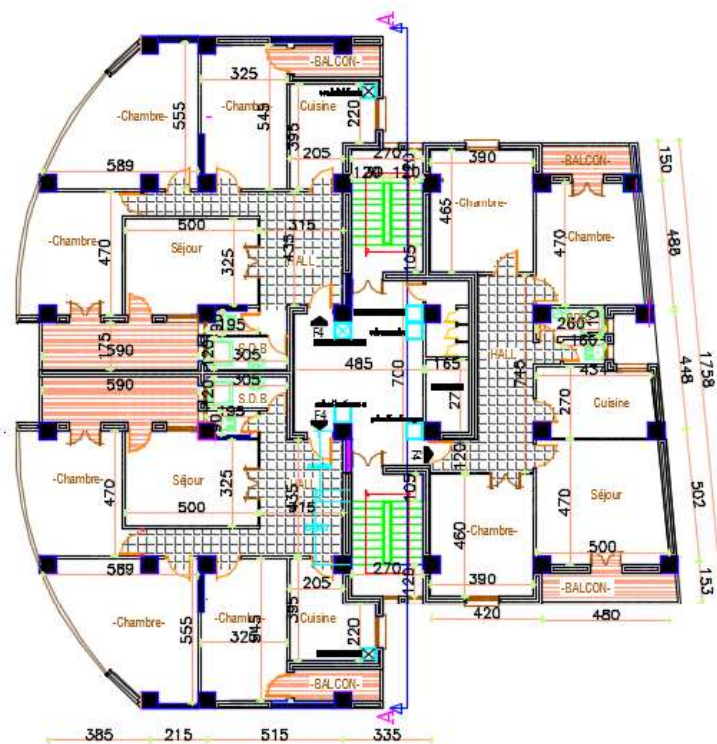


Figure I.7 : Plan de situation.



COUPE A-A

Figure I.8: Coup A-A.



PLAN ETAGE

Figure I.11: Vue en plan étage (2-3-4-5-6-7-8).

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS ET DÉCENTE DES CHARGES

II.1. Introduction

Le Pré dimensionnement des éléments résistants d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil, Afin d'avoir une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutre, voile...) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les charges et surcharges gravitaires et les charges dynamiques (sismiques).

Pour cela on procède au pré dimensionnement qui se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur : BAEL91, RPA99 / version 2003, et (CBA93).

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, voiles).
- Ils permettent de séparer plusieurs niveaux
- Servent de supports rigides pour les revêtements de sol (parquet, carrelage, etc.).
- Une isolation thermique, acoustique.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Dalle pleine.
- Plancher à corps creux.

II.2.1- Planchers en corps creux

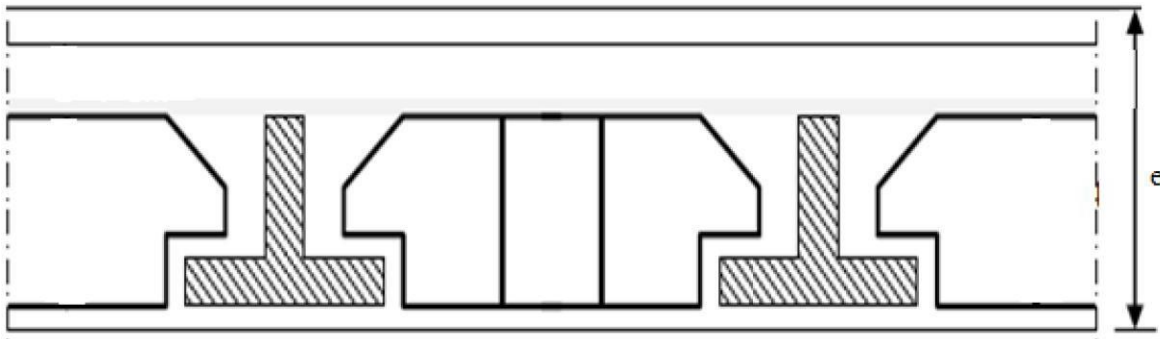


Figure II.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, leur épaisseur dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ainsi, l'épaisseur des planchers est déterminée selon les critères ci-dessous :

- ✓ **Critère de résistance au feu:**
 - Pour une heure de coupe-feu $e=7\text{cm}$
 - Pour deux heures de coupe-feu $e=11\text{cm}$ → On adopte $e=11\text{cm}$
 - Pour quatre heures de coupe-feu $e=17,5\text{cm}$
- ✓ **Critère d'isolation acoustique:**

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm

pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On propose une épaisseur de 16 cm.

✓ **Critère de résistance à la flexion:**

$$e > \frac{\text{Min}(L_{x.\text{max}}; L_{y.\text{max}})}{22.5} \quad \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

ht: hauteur totale du plancher.

L : longueur max prise entre nue d'appuis.

$$L_{\text{max}} = 520\text{cm} \rightarrow h_t \geq \frac{520}{22.5} = 23.11\text{cm}$$

→ Donc : $e = \max(11; 16; 24)$

Donc on adoptera un plancher en corps creux de 24 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 20 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

II.2.2. Planchers dalles pleines (balcons)

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Selon le BAEL /91 :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{132}{10} = 13.20\text{cm} / \text{Avec L: est la longueur de balcon}$$

→ On prend $e = 15\text{cm}$.

II.3. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle l'empêchement d'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, son calcul se fait en flexion composée.

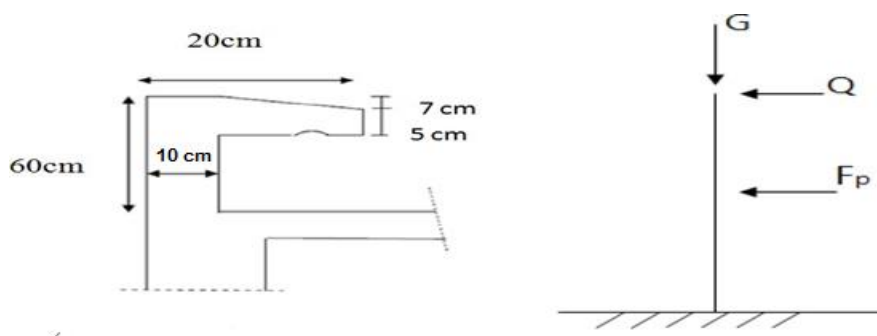


Figure II.2.: coupe en élévation de l'acrotère terrasse inaccessible.

$$G_{acr} = \gamma_{\text{béton}} \times S_{acr} + G_{\text{enduit}}$$

$$S_{acr} = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + \frac{0.07 \times 0.1}{2} = 0.0685\text{m}^2$$

$$\gamma_{\text{béton}} \times S_{acr} = 30 \times 0.0685 = 2.055 \text{ KN/ml}$$

Le poids des enduits au ciment ($e = 3\text{cm}$; $\rho = 18\text{kN/m}^3$) :

$$G_{\text{enduit}} = 18 \times 0,03 \times (0,6 + 0,1 + 0,1220 + 0,05 + 0,48) = 0,7949 \text{ KN / ml}$$

$$G_{\text{acr}} = 1,7125 + 0,73008 = 2,85 \text{ KN / m}$$

II.4. Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale en béton armé coulé sur place, constitué d'une suite régulière de marches et de contre marche, permettant l'accès d'un étage à l'autre.

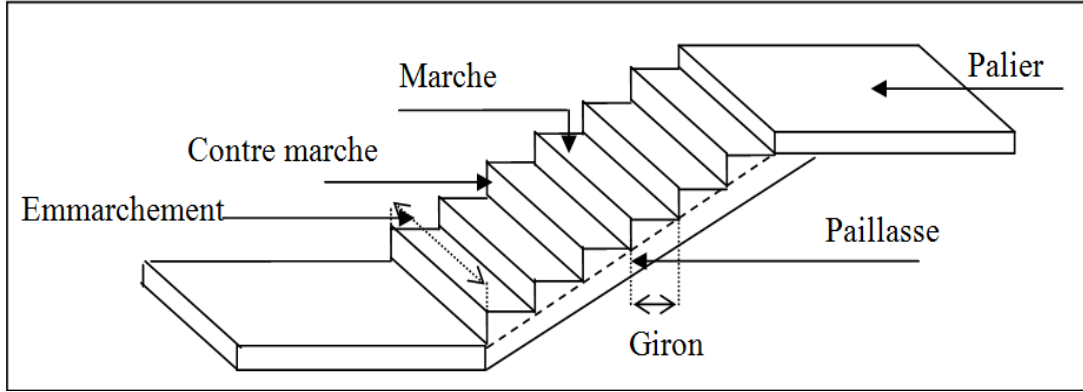


Figure II.3: Schéma d'un escalier

Pour dimensionner les marches et les contremarches, on utilise la relation de BLONDEL

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

h : est la hauteur de la contremarche. $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.

g : Le giron qui est la longueur de la marche. $g \geq 25\text{ cm}$.

✓ **Hauteur de la contremarche:**

On prend $h=17\text{cm}$

✓ **Le giron:**

On prend $g=30\text{cm}$

✓ **Vérification de la condition de BLONDEL:**

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \text{ (C.V)}$$

Notre ouvrage comporte 3 types d'escaliers :

Type01:

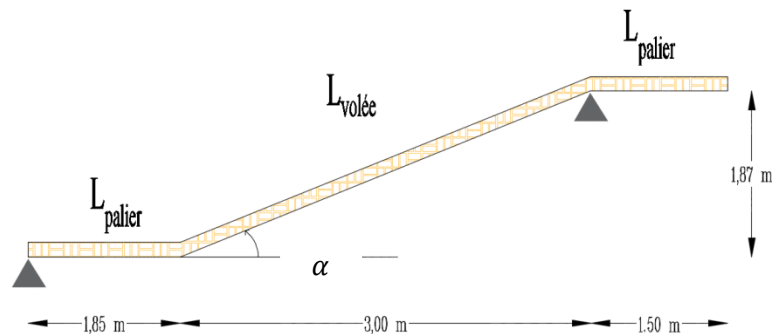


Figure II.4: schéma statique de l'escalier type 01

✓ **Épaisseur de la paillasse**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\tan \alpha = \frac{11 \times 17}{10 \times 30} = 0.623 \rightarrow \alpha = \tan^{-1}(0.623) = 31.935^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{10 \times 30}{L_{volée}} \Rightarrow L_{volée} = \frac{10 \times 30}{\cos(31.935^\circ)} = 3.535m$$

$$\text{Donc } \frac{3.535}{30} \leq e \leq \frac{3.535}{20} \rightarrow 11.78cm \leq e \leq 17.67cm$$

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

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse

Type02:

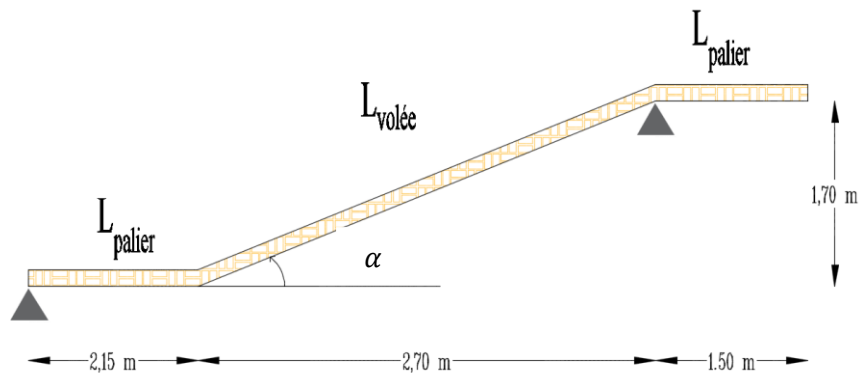


Figure II.5: schéma statique de l'escalier type 02

✓ **Épaisseur de la paillasse:**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\tan \alpha = \frac{10 \times 17}{9 \times 30} = 0.629 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1}(0.629) = 32.19^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{9 \times 30}{L_{volée}} \Rightarrow L_{volée} = \frac{9 \times 30}{\cos(32.19^\circ)} = 3.191m$$

$$\text{Donc } \frac{3.191}{30} \leq e \leq \frac{3.191}{20} \Rightarrow 10.63cm \leq e \leq 15.95cm$$

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse

Type 03:

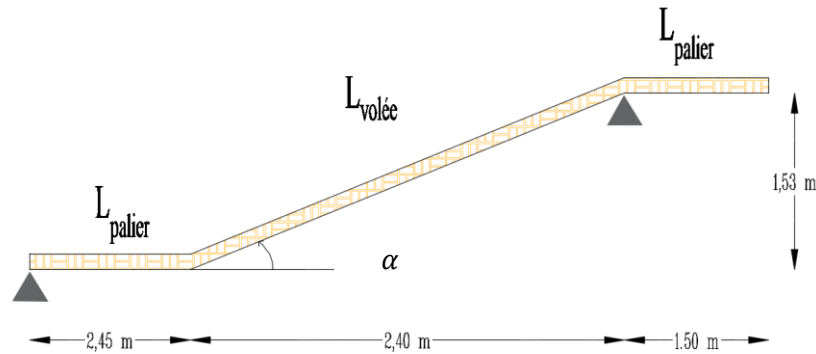


Figure II.6: schéma statique de l'escalier type02

✓ Épaisseur de la paillasse:

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\tan \alpha = \frac{9 \times 17}{8 \times 30} = 0.637 \rightarrow \alpha = \tan^{-1}(0.637) = 32.935^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{9 \times 17}{L_{volée}} \implies L_{volée} = \frac{11 \times 17}{\cos(32.935^\circ)} = 1.814 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{1.814}{30} \leq e \leq \frac{1.814}{20} \rightarrow 6.05 \text{ cm} \leq e \leq 9.07 \text{ cm}$$

On prende = 15cm

II.5. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

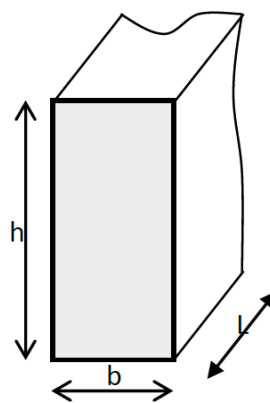


Figure II.7: Dimensions d'une poutre

Avec :

h : hauteur de la poutre. b: largeur de la poutre.

L : la longueur de la poutre.

Leurs pré dimensionnement se fait en respectant les conditions de BAEL 91/99 suivant :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots(1) \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

On a deux types de poutres :

II.5.1.Les Poutres principales

On a L=L max = 600 cm (longueur maximale entre nu d'appuis)

Donc : $\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \rightarrow 40 \leq h \leq 60cm \rightarrow$ On prend $h = 45\text{ cm}$

Et $0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5\text{ cm} \rightarrow$ On prend $b = 30\text{ cm}$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est (30x45) cm²

II.5.2.Les Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

On a L =Lmax = 520 cm (la longueur est prise entre nus d'appuis)

Donc : $\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \rightarrow 34.66 \leq h \leq 52cm \rightarrow$ On prend $h = 40\text{ cm}$

Et $0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 16 \leq b \leq 28cm \rightarrow$ On prend $b = 30\text{ cm}$

Donc La Section adoptée pour les poutres secondaires est (30x40)cm²

II.5.3. Vérification Des critères imposés par le RPA99/2003 pour les poutres.

Les dimensions des poutres doivent être vérifiées les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

✓ **Pour la p.p:**

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 45 \geq 30cm \dots\dots\dots C.V \\ b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots C.V \\ \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

✓ **Pour la p.s:**

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30cm \dots\dots\dots C.V \\ b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots C.V \\ \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

II.6. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher Jusqu'à la fondation selon de document technique DTR-B.C.2.2.

- **Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Protection en gravillon	0,05	15	0,75
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente 1%	0,08	22	1,76
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Dalle terrasse en corps creux	20+4	14	3,5
Enduit plâtre	0,02	10	0,2
			$G_t=6,49\text{KN/m}^2$

Tableau II.1: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Charge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible: $Q_t=1\text{KN/m}^2$

- **Plancher étage courant (corps creux):**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Cloison de distribution	-	-	1,00
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher corps creux	20+4	14	3,50
Enduit plâtre	0,02	10	0,20
			$G_t=5,90\text{KN/m}^2$

Tableau II.2: Charges permanentes du plancher étage courant.

Charge d'exploitation du plancher étage courant : $Q_t=1,5\text{KN/m}^2$

- **Balcon en dalle pleine:**

Matériau	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,15	30	4,5
Enduit en ciment	0,02	14	0,28
			$G_t=5,98\text{KN/m}^2$

Tableau II.3: Charges permanentes de Balcon.

Charge d'exploitation de Balcon: $Q_t=3,5\text{KN/m}^2$

- **Mur extérieur:**

Matériau	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)
Enduit extérieur	0,02	20	0,36
Brique creuse	0,15	9	1,35
L'âme de l'aire	0,05	/	/
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
			$G_t=2,76\text{KN/m}^2$

Tableau II.4:Charges permanentes du mur extérieur.

- **Mur intérieur:**

Matériau	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Briques creuses	0,1	9	0,9
Revêtement de ciment	0,02	20	0,4
			$G_t=1,5\text{KN/m}^2$

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur intérieur.

- **Les escaliers:**

- Palier:

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,15	30	4.5
Enduit plâtre	0,02	14	0,28
			$G_t=5,98\text{KN/m}^2$

Tableau II.6 : Charges permanentes du palier.

- Volée:

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage horizontale	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Marche	0,17/2	30	2.55
Paillasse	0,15/cos (32.93°)	30	5.36
Enduit plâtre	0,02	14	0,3
Garde de corps	/	/	0.2
			G _t =9,25KN/m ²

Tableau II.7: Charges permanentes de la volée.

Charge d’exploitation d’escalier: Q_t=2,5KN/m²

II.7.Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs en béton armé participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base.

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l’action de la compression centrée.

Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de 1 cm sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

✓ **Les étapes de pré dimensionnement:**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l’effort normal ultime de compression à chaque niveau.
- La section du poteau est calculée aux états limite ultime(ELU) vis-à-vis de la Compression simple.
- La section du poteau obtenue doit être vérifiée les conditions minimales imposées par le RPA99/2003.

D’après l’article B.8.4.1 du CBA l’effort normal ultime N_u agissant sur le poteau doit être au plus à la valeur suivante :

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

Tel que :

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

N_u : effort normal ultime (compression) $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton ($f_{c28} = 30\text{Mpa}$).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ($f_e = 400\text{Mpa}$).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

α : Coefficient en fonction de l'élançement géométrique « λ »

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

λ : l'élançement mécanique du poteau comprimé d'une section constante, il est égal au rapport de la longueur de flambement l_f au rayon de giration i :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élançement mécanique à $\lambda = 35$ (pour que tous les armateurs participent à la résistance) D'où : $\alpha = 0,71$.

→ Puisque la structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ; le pourcentage minimal des armatures est de 0,8% de la section du béton (selon l'article 7.4.2.1 du RPA99/2003)

Pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone IIa, on peut prendre:

$$A_s = 0,008 \rightarrow A_s = 0,008 B_r$$

On remplace dans la formule (*) et on obtient:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]} = 0,66 N_u \text{ cm}^2 (N_u \text{ en KN})$$

On adopte des poteaux carrée ($a=b$): $B_r = (a-2)^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$

- Dans notre cas le poteau le plus sollicité c'est le poteau central:
- La surface du plancher revenant au poteau est:

$$S = (5,875 - 0,3) \times (5,025 - 0,3) = 26,34 \text{ m}^2$$

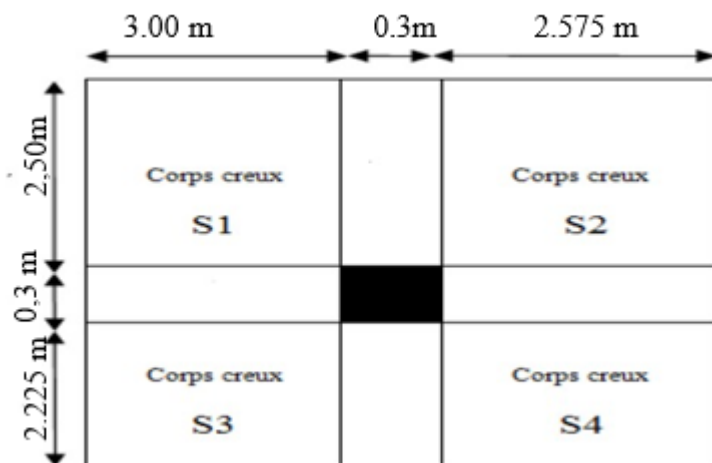


Figure II.8: Surface reprise par le poteau.

➤ Estimation des charges et des surcharges revenant au poteau:

✓ Loi de dégression:

Loi de dégression des charges d'exploitation est donnée par le DTR BC2-2 (Article 6.3), Le principe de la loi est exposé comme suit :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur le toit ou à la terrasse de couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$ sont les charges d'exploitation respectivement des planchers des étages : 1, 2, 3... n numérotés à partir du sommet du bâtiment

Niveau	$\sum Q_i$	Q (KN/m ²)	N _Q (KN)
Terrasse	Q_0	1	26,34
8	Q_0+Q_1	2,5	65,85
7	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85	101,41
6	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05	133,017
5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1	160,674
4	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	184,38
3	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75	204,135
2	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8,49	223,62
1	$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9,931	261,58

Tableau II.8: la dégression des charges.

✓ Exemple de calcul: Niveau T :

$$N_G = G_{terrasse} + G_{PP} + G_{PS}$$

$$G_{terrasse} = 26.34 \times 6.49 = 170.95KN$$

$$G_{PP} = 0.45 \times 0.30 \times 30 \times 5.575 = 22.58KN$$

$$G_{PS} = 0.40 \times 0.30 \times 30 \times 4.725 = 17.01 KN$$

$$G_{total} = 210, 54KN$$

$$N_Q = S \times Q = 26.34 \times 1 = 26.34KN$$

$$N_U = 1,35G_{total} + 1,5 Q_{total} \rightarrow N_U = (1,35 \times 210.54) + (1,5 \times 26.34) = 323,74KN$$

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que :

$$N_{u\ maj} = 1,1 \times (1,35 G + 1,5 Q).$$

$$Donc : N_{u\ maj} = 1,1 \times N_{ul}$$

$$= 1,1 \times 323,74 = 356,11KN$$

$$Br = 0,66 \times N_{u\ maj}$$

$$= 0,66 \times 356.11 = 235,03cm^2$$

$$a = \sqrt{Br} + 2 = 17.33 cm$$

$$On\ prend : S = (40 \times 40) cm^2$$

Tous les résultats de calculs sont représentés dans les tableaux de calcul suivant:

Niveau	$G_{Plancher}$		$G_{P.P}$		$G_{P.S}$		G_{Poteau}	G_{total}	Q_{total}
/	/	Cum	/	cum	/	Cum	/	/	/
Terrasse	170,95	170,95	22,58	22,58	17,01	17,01	12,53	223,07	26,34
Niveau 8	155,4	326,35	22,58	45,16	17,01	34,02	25,06	430,59	65,85
Niveau 7	155,4	481,75	22,58	67,74	17,01	51,03	37,59	638,11	101,41
Niveau 6	155,4	637,15	22,58	90,32	17,01	68,04	53,44	848,95	133,017
Niveau 5	155,4	792,55	22,58	112,9	17,01	85,05	69,29	1059,79	160,674
Niveau 4	155,4	947,95	22,58	135,48	17,01	102,06	85,14	1270,63	184,38
Niveau 3	155,4	1103,35	22,58	158,06	17,01	119,07	104,71	1485,19	204,135
Niveau 2	155,4	1258,75	22,58	180,64	17,01	136,08	126,835	1702,305	223,62
Niveau 1	155,4	1414,15	22,58	203,22	17,01	153,09	157,885	1928,345	261,58

Tableau II.9: descente des charges.

II.7.1.Critère de résistance

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Telle que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 30 = 18Mpa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3295,2 \times 1000}{500 \times 500} = 13.18Mpa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18Mpa.....C.V$$

II.7.2. Critère de stabilité

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

On a :

$$l_f = 0,7l_0 \rightarrow l_f = 0,7 \times 306 = 214,2cm$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement qui est en fonction des conditions d'appuis.

l_0 : la longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833,33}{50 \times 50}} = 14.43cm$$

Avec:

I:moment d'inertie

$$I = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833,33cm^4$$

$$Donc : \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{14,43} = 14.84 \leq 50.....C.V$$

II.7.3.Vérification des critères imposés par le RPA99/V2003

L'article 7.4.1 de RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} Min(b_1; h_1) = 50cm \geq 25cm.....C.V \\ Min(b_1; h_1) = 50cm \geq \frac{h_e}{20} = \frac{4.14}{20} = 20.7cm.....C.V \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4.....C.V \end{array} \right.$$

II.8.Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre

Les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l’ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme où vent), leurs pré dimensionnement s’effectuera selon les règlements parasismique Algérien RPA / V2003.

D’après l’article 7.7.1 du RPA99/ V2003 on considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

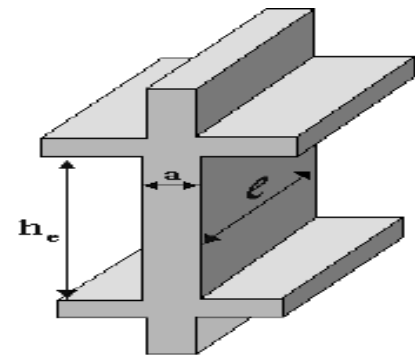
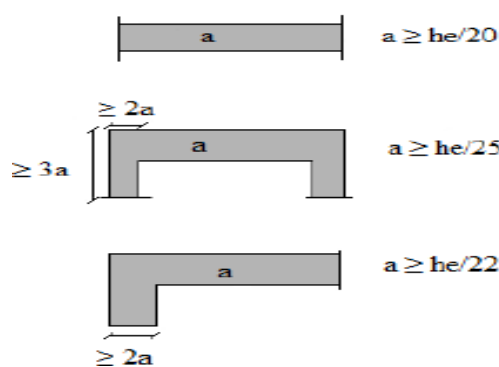


Figure II.9: Coupe de voile en plan.

Figure II.10 : Coupe de voile en élévation.

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

h_e : hauteur libre d’étage a : épaisseur du voile.

On a:

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_d = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \rightarrow a \geq \text{Max}(11,44; 13; 15,3)$$

$$\rightarrow a = 15,3 \text{ cm} \rightarrow \text{pour étage courant.}$$

On prend $a = 20 \text{ cm}$ pour tous les voiles suivant toutes la hauteur de la structure.

II.8.1.Critère d’incendie

- Pour une heure de coupe-feu $e = 7 \text{ cm}$
- Pour deux heures de coupe-feu $e = 11 \text{ cm}$
- Pour quatre heures de coupe-feu $e = 17,5 \text{ cm}$

$$e = \text{min} (7; 11; 17,5) \Rightarrow e = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } a = 20 \text{ cm} > e = 7 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

II.8.2.critère imposés par le RPA99/2003 (l’article 7. 7.1)

$$a = 20 \text{ cm} > a_{\text{min}} = 15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

II.8.Plane de coffrage :

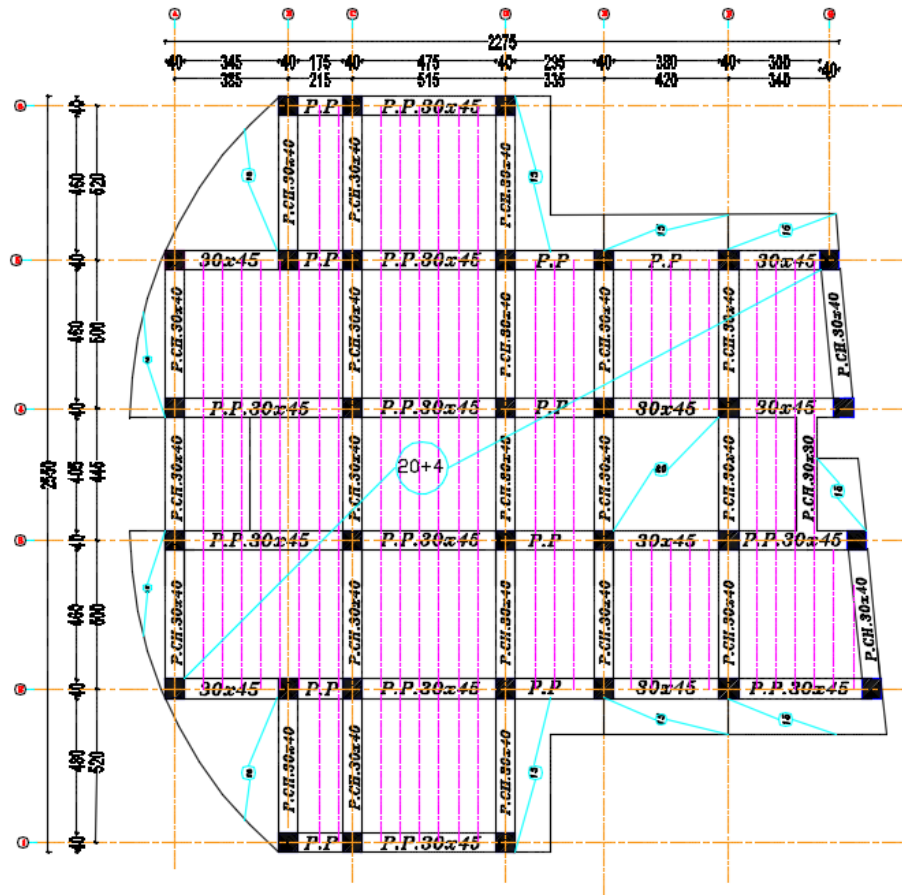


Figure II.11 : Plane de coffrage

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS

SECONDAIRES

III.1.Introduction :

Ce chapitre présente le calcul de ferrailage des éléments non structuraux qui n'assurent pas la stabilité et la résistance du bâtiment sous l'effet des charges (gravité, vent, séisme....) ils sont soumis uniquement à leur poids propre et aux charges d'exploitation, Ces éléments peuvent être des escaliers, des acrotères et des dalles.

III.2.Planchers à corps creux :

Dans le chapitre du pré dimensionnement, on a opté pour un plancher de 24 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de **20 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

III.2.1.Les poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Le choix du sens de dispositions fait par rapport aux critères suivants:

- Le critère de la plus petite portée à fin de diminuer la flèche.
- Le critère de continuité(le maximum d'appuis).

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

Le calcul de 2^{ème} étape est plus pondérant que 1^{ère} donc on prend directement le cas le plus défavorable (après le coulage de la dalle de compression).

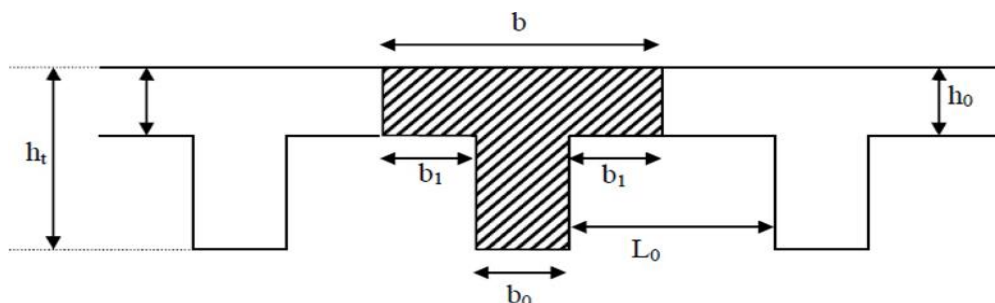
III.2.1.1.Dimensions de la poutrelle :

Figure III.1: Coupe transversale d'une poutrelle.

Selon les règles **BAEL91/99** les poutrelles sont dimensionnées comme suite:

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$$

Avec:

h₀: La hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

L: La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n: La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (**DTR.B.C.22**), la distance **L_n**

$$\text{à } 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$$

$$\text{On prend: } L_n = 65\text{cm} ; L = 520\text{ cm}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre **b₀=12 cm**

$$b_1 \leq 27.5\text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{520}{10} = 52\text{ cm}$$

$$24 \leq b_1 \leq 32$$

$$b_1 = \min(27.5 ; 52 ; 28)$$

$$\text{On prend } b_1 = 26.5\text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 65\text{ cm}$$

III.2.1.2. Calcul des poutrelles: Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage et le durcissement 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

⇒ **Evaluation des charges revenant aux poutrelles**

Type de Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	qu = (1,35G + 1,5Q) × b (KN/ml)	qs = (G + Q) × b (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,49	1	0,65	6,97	5,09
Étage courant	5,90	1,5	0,65	5,93	4,28
Étage courant	5,90	2,5	0,65	7,62	5,46

Tableau III.1: Chargement sur les poutrelles.

Avec :

b: largeur de la table des poutrelles

Remarque : Pour le calcul des poutrelles on prend le cas le plus défavorable (Plancher étage: (Bureaux)) et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

III.2.1.3. Choix de la méthode de calcul:

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont:

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL91/99) :

⇒ Domaine d'application BAEL91/99 (Art B.6.210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1. plancher à sur charge modérée

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

2. Le rapport entre deux travées

$$\text{successives: } \begin{cases} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

3. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

4. Fissuration non préjudiciable.

⇒ **Principe de la méthode BAEL91/99 (Art B.6.211)**

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.

⇒ **Application de la méthode :**

• **Moment en travée:**

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

α : le rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

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

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

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

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

M_0 : la valeur maxima le 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_i : le moment maximal dans la travée considérée.

➤ Valeurs des moments:

- **Moment en appuis:**

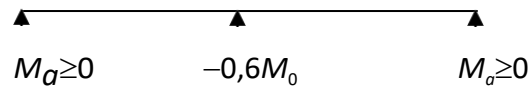


Figure III.2: Valeur des moments d'appuis sur une poutre à deux travées.

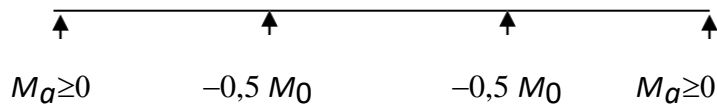


Figure III.3: Valeur des moments d'appuis sur une poutre à trois travées

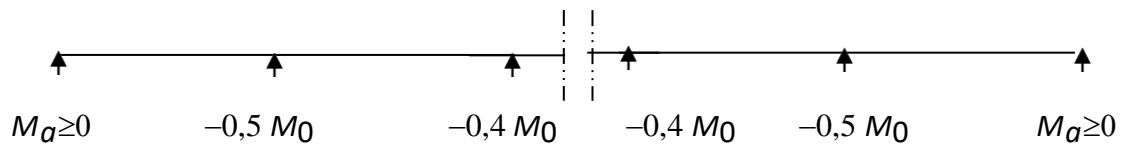


Figure III.4: Valeur des moments d'appuis sur une poutre plus de trois travées

- **Effort tranchant:**

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

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

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

III.2.1.4.Type des poutrelles:

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Figure III.5: Schéma statique de poutrelles

⇒ **Vérification des conditions d'applications de la méthode forfaitaire**

1. $Q = 1\text{KN} / \text{m}^2 < \text{Max} \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2 \times (5.9) = 11.80 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées ⇒ **Condition est vérifiée.**

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

$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{520}{500} = 1.04 \leq 1.25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{500}{450} = 1.11 \leq 1.25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

4. La fissuration est non préjudiciable ⇒ **Condition vérifiée.**

- Calcul des sollicitations:
Plancher étage: (Bureaux) :

ELU									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type 01	A-B	5,20	25,76	0	12,88	21,62	19,81	22,29	-22,29
	B-C	5,00	23,81	11,91	9,53	17,34	19,05	18,57	-18,57
	C-D	4,45	18,86	7,54	7,54	20,51	16,95	16,95	-16,95
	D-E	5,00	23,81	9,53	11,91	17,34	19,05	19,53	-19,53
	E-F	5,20	25,76	12,88	0	21,62	19,81	17,34	-17,34
Type 02	A-B	5,00	23,81	0	11,91	22,10	19,05	21,43	-21,43
	B-C	4,45	18,86	9,43	9,43	18,62	16,95	16,95	-16,95
	C-D	5,00	23,81	11,91	0	22,10	19,05	16,67	-16,67

Tableau III.2 : Sollicitations du plancher étage à l'ELU.

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant du plancher étage à l'ELU:

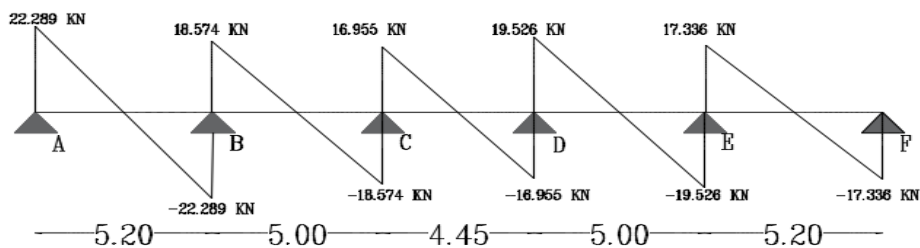


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants

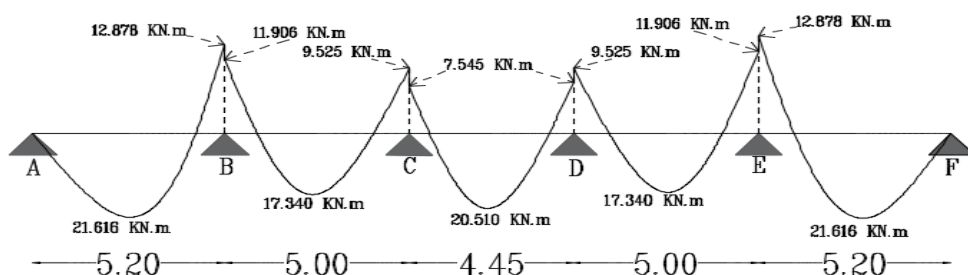


Figure III.7:diagramme des moments fléchissant

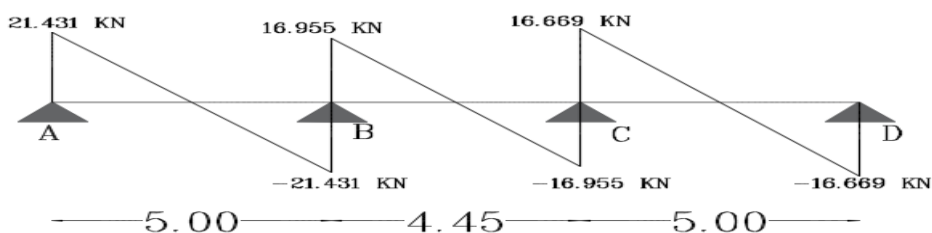


Figure III.8:Diagramme des efforts tranchants

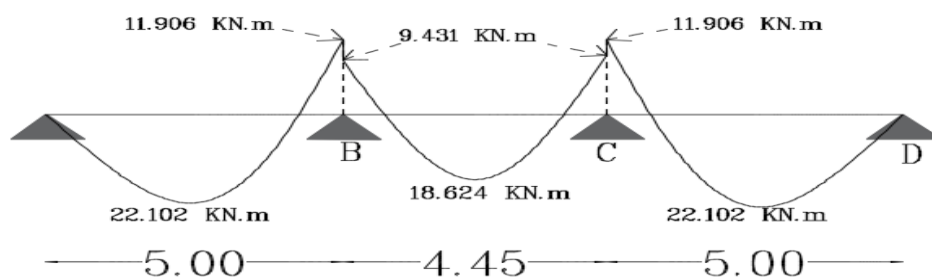


Figure III.9:diagramme des moments fléchissant.

ELS									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type 01	A-B	5,20	18,45	0	9,23	15,49	14,20	15,97	- 15,97
	B-C	5,00	17,06	8,53	6,83	12,42	13,65	13,31	-13,31
	C-D	4,45	13,52	5,41	5,41	14,70	12,15	12,15	- 12,15
	D-E	5,00	17,06	6,83	8,53	12,42	13,65	13,99	-13,99

	E-F	5,20	18,45	9,23	0	15,49	14,20	12,42	-12,42
Type 02	A-B	5,00	17,06	0	8,53	15,84	13,65	15,36	-15,36
	B-C	4,45	13,52	6,76	6,76	13,34	12,15	12,15	-12,15
	C-D	5,00	17,06	8,53	0	15,84	13,65	11,94	-11,94

Tableau III.3: Sollicitations du plancher étage à l'ELS.

– Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant du plancher étage à l'ELS:

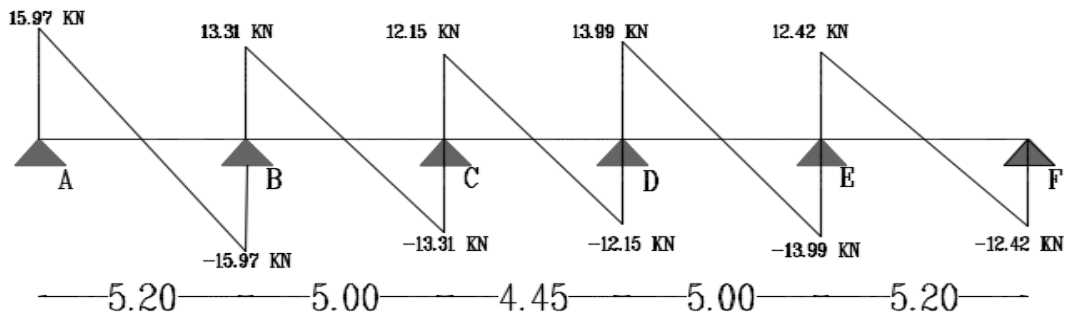


Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants

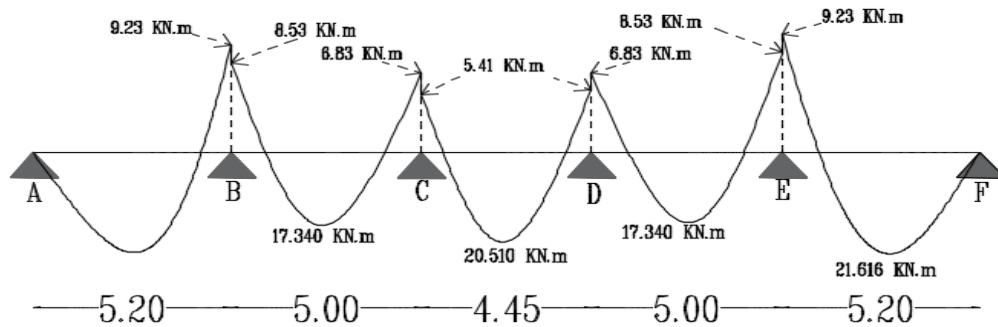


Figure III.11: diagramme des moments fléchissant.

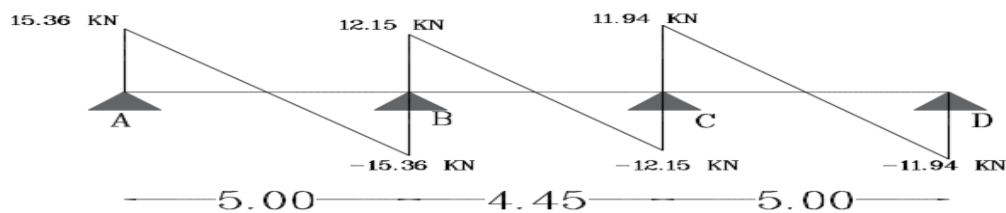


Figure III.12: Diagramme des efforts tranchants

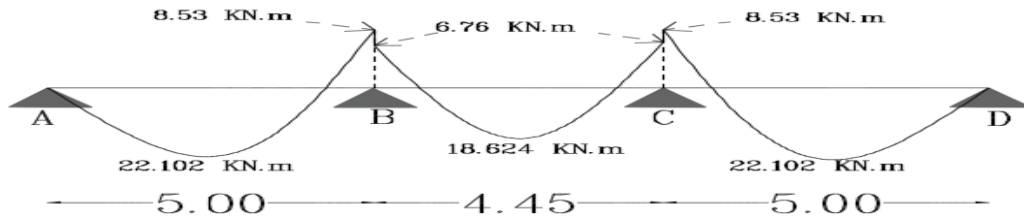


Figure III.13: diagramme des moments fléchissant.

a) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99)

⇒ **Domaine d'application BAEL91/99**(Art B.6.220)

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée $Q > \text{Max}\{2G; 5\text{KN/m}^2\}$. mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

⇒ **Evaluation des moments :**

- **En appuis**

Cas des charges uniformément réparties:

$$M_i(q) = -\frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Avec : $l' = 0.8 \times L$ travée intermédiaire.

$l' = L$ travée de rive.

- **En travée:**

$$\begin{cases} M_t = M_w - V_w x_0 - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{x_0 > a_i} P_i (x_0 - a_i) \\ \text{Position ou l'effort tranchant est nul} \end{cases} \Rightarrow x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

- **Efforts tranchants:**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(l - \frac{a_i}{L} \right)$$

$$V_e = V_w + qL + \sum P_i$$

Avec : V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant
sur l'appui droit 1 :
portée de la travée.

III.2.1.5. Application de la méthode:

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants:

ELU: $q_u=7.62\text{KN/m}^2$

ELS : $q_s=5,46\text{KN/m}^2$

ELU											
Type	Travée	L(m)	L'(m)	X (m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _o (KN)	T _w (KN)	T _e (KN)
Type 03	A-B	2,2	2,2	0,456	4,61	0	-10,79	0,793	8,38	3,476	-3,476
	B-C	5	4	2,444	23,813	-10,79	-12,94	11,958	19,05	18,621	-18,62
	C-D	4,45	3,56	2,225	18,862	-12,94	-12,94	5,923	16,95	16,955	-16,95
	D-E	5	4	2,556	23,813	-12,94	-10,79	11,958	19,05	19,479	-19,48
	E-F	2,2	2,2	1,744	4,61	-10,79	0	0,793	8,38	13,288	-13,28
Type 04	A-B	3	3	1,233	7,47	0	-5,33	5,044	9,96	8,185	-8,185
	B-C	2,2	1,76	0,82	4,017	-5,33	-9,42	-3,095	7,3	5,443	-5,443
	C-D	5	4	2,444	20,75	-9,42	-11,28	10,413	16,6	16,229	-16,23
	D-E	4,45	3,56	2,225	16,436	-11,28	-11,28	5,161	14,77	14,774	-14,77
	E-F	5	4	2,556	20,75	-11,28	-9,42	10,413	16,6	16,971	-16,97
	F-G	2,2	1,76	1,38	4,017	-9,42	-5,33	-3,095	7,3	9,165	-9,165
	G-H	3	3	1,767	7,47	-5,33	0	5,044	9,96	11,735	-11,73

Tableau III.4: Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELU

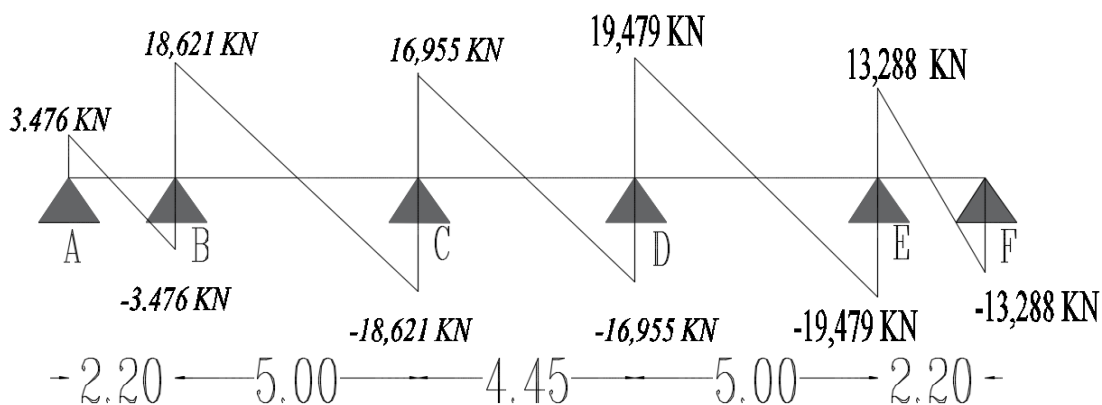


Figure III.15: Diagramme des efforts tranchants

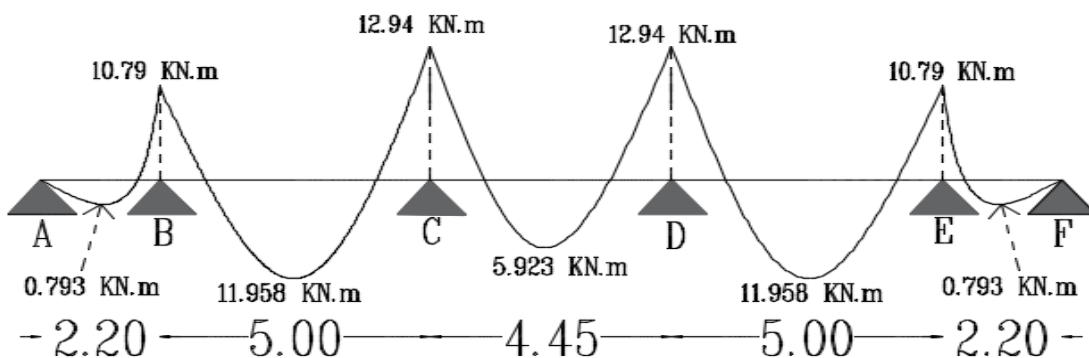


Figure III.14: diagramme des moments fléchissant.

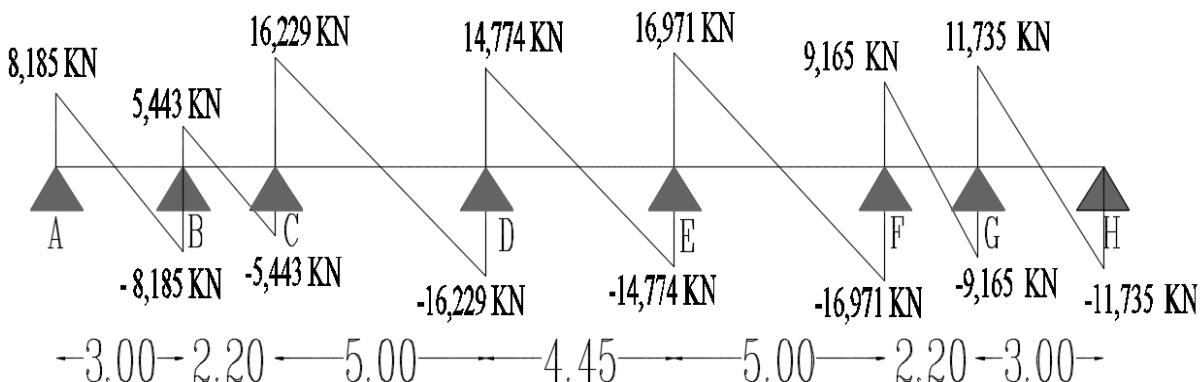


Figure III.15: Diagramme des efforts tranchants

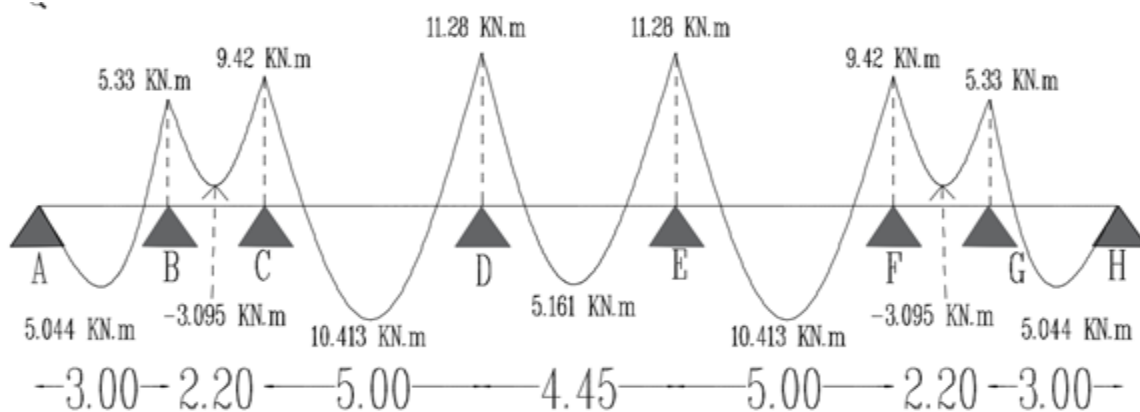


Figure III.16: diagramme des moments fléchissant.

ELS											
Type	Travée	L(m)	L'(m)	X (m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _o (KN)	T _w (KN)	T _e (KN)
Type 03	A-B	2,20	2,20	0,456	3,303	0	- 7,73	0,568	6,01	2,491	-2,491
	B-C	5,00	4	2,444	17,063	- 7,73	- 9,27	8,568	13,65	13,34 2	-13,34
	C-D	4,45	3,56	2,225	13,515	- 9,27	- 9,27	4,244	12,15	12,14 9	-12,15
	D-E	5,00	4	2,556	17,063	- 9,27	-7,73	8,568	13,65	13,95 8	-13,95
	E-F	2,20	2,2	1,744	3,303	- 7,73	0	0,568	6,01	9,521	-9,521
Type 04	A-B	3,00	3	1,233	5,411	0	-3,86	3,654	7,22	5,929	-5,929
	B-C	2,20	1,76	0,820	2,910	- 3,86	- 6,82	- 2,242	5,29	3,943	-3,943
	C-D	5	4	2,444	15,031	- 6,82	- 8,17	7,543	12,03	11,75 6	-11,75
	D-E	4,45	3,56	2,225	11,906	- 8,17	- 8,17	3,739	10,70	10,70 2	-10,70
	E-F	5,00	4	2,556	15,031	- 8,17	- 6,82	7,543	12,03	12,29 4	-12,29

F-G	2,20	1,76	1,380	2,910	- 6,82	- 3,86	- 2,242	5,29	6,639	-6,639
G-H	3,00	3	1,767	5,411	- 3,86	0	3,654	7,22	8,501	-8,501

Tableau III.5:Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELS

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissants du plancher étage à l'ELS:

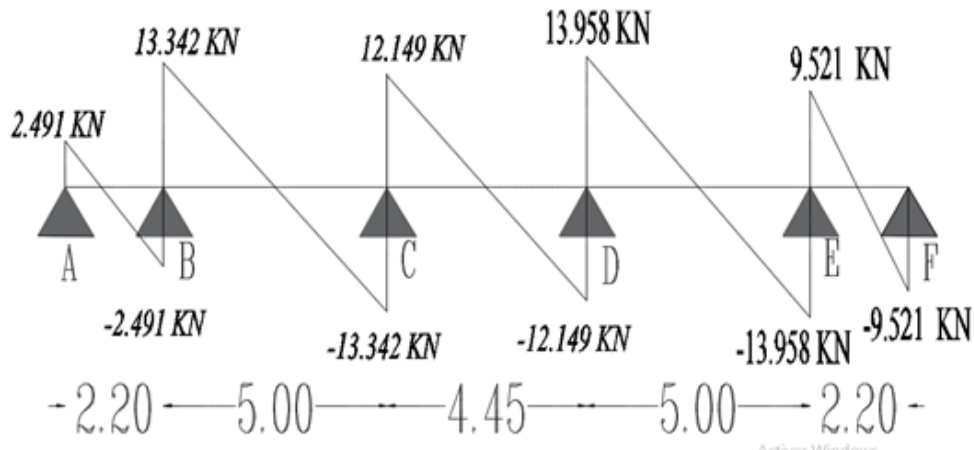


Figure III.15:Diagramme des efforts tranchants

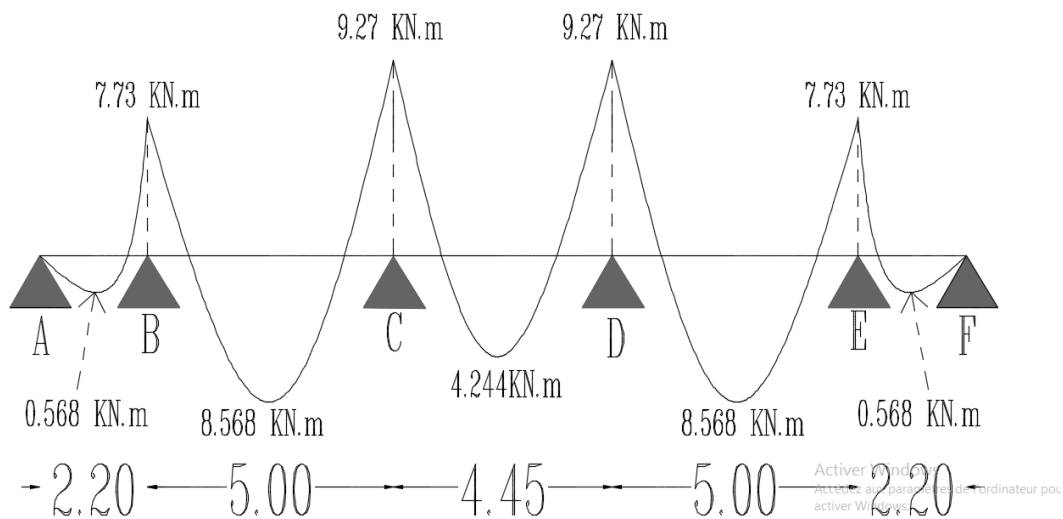


Figure III.16:diagramme des moments fléchissant.

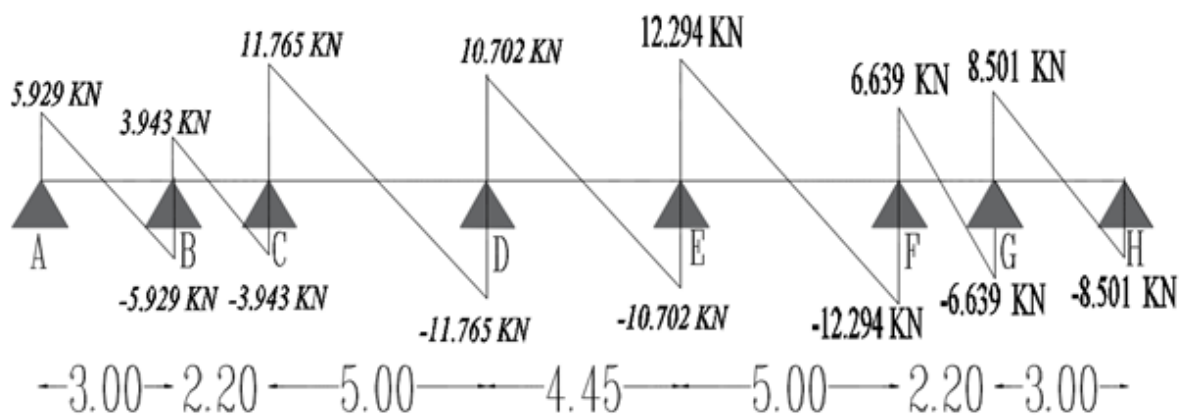


Figure III.15: Diagramme des efforts tranchants

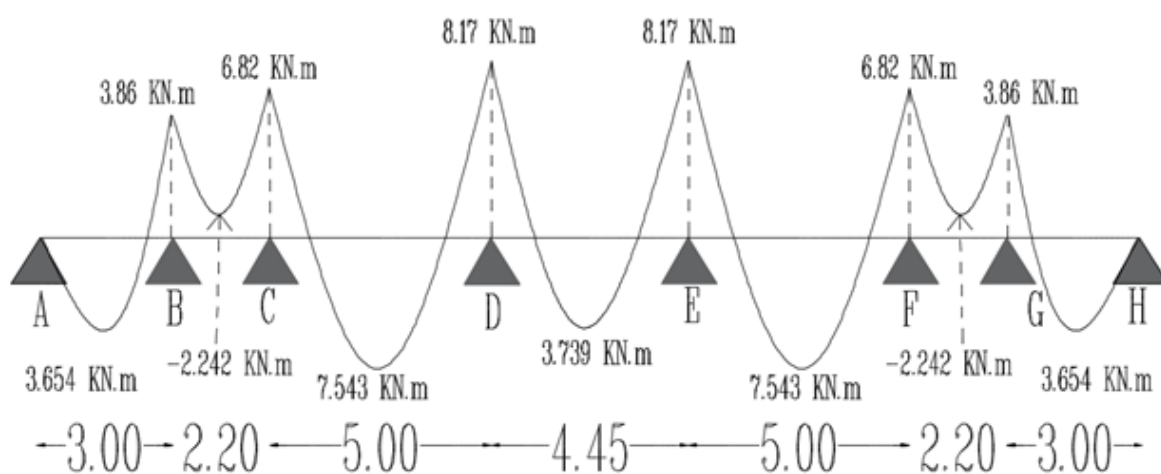


Figure III.16: diagramme des moments fléchissant.

III.2.1.6. Ferrailages des poutrelles:

- Les sollicitations maximales :

ELU			
	Courant (Bureaux)		
	Mt	Ma	V
M.caquot	11,96	- 12,94	19,05
M.forfaitaire	22,10	12,88	22,29
Max	22,10	- 12,94	22,29

Tableau III.5: Les sollicitations maximum ELU.

ELS			
	Courant (Bureaux)		
	Mt	Ma	V
M.caquot	8,57	- 9,27	13,96
M.forfaitaire	15,84	9,23	15,97
Max	15,84	- 9,27	15,97

Tableau III.6: Les sollicitations maximum ELS.

⇒ À L'ELU

Le calcul des armatures s'effectue comme une section en T en flexion simple, en considérant le moment en travée et en appuis le plus défavorable :

$$M_{u.t} = 22.10KN.m ; M_{u.a} = 12.94KN.m ; V_{u.max} = 22.29KN$$

$$b = 0.65m ; b_0 = 0.10m ; h_0 = 0.04m ; h = 0.24m ; d = 0.9h = 0.216m$$

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

⇒ **En travée**

- Position de l'axe neutre:

-Calcul de moment équilibré par la table de compression:

$$M_{t.u} = b \times h_0 \times (d - h_0 / 2) f_{bu}$$

$$M_{t.u} = 65 \times 4 \times (21.6 - 4 / 2) \times 17$$

$$M_{t.u} = 86,632KN.m$$

$$M_{t.u} > M_{t.max} = 22.10KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de

compression, donc la section sera considérée comme une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{22.10 \times 10^3}{65 \times (21.6)^2 \times 17} = 0.043$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{22.10}{15.84} = 1.395$$

$0.043 < 0.392 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée $\Rightarrow (A' = 0)$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.055$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 21.13 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{\times 10^3}{Z \times \sigma_s} = \frac{22.10 \times 10^3}{21.13 \times 348} = 3.00 \text{ cm}^2$$

le choix d'armature : On adopte 3HA12=3.39cm²

\Rightarrow **En appuie:**

$$M_{u,\text{appuis}} = -12.94 \text{ kN.m}$$

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 $(b \times h) = (10 \times 24) \text{ cm}^2$.

• **Calcul des armatures A_s :**

-Calcul de moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.94 \times 10^3}{10 \times (21.6)^2 \times 17} = 0.163$$

$0.163 < 0.392 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée $\Rightarrow (A' = 0)$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.224$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 19.664 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{\times 10^3}{Z \times \sigma_s} = \frac{12.94 \times 10^3}{19.664 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

le choix d'armature : On adopte (1HA12+1HA10)=1.92cm²

• **Calcul des armatures transversales : BAEL91/99(ArtA.7.2,2)**

Leur diamètre est donné par le:

$$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right]$$

$$\phi \leq \min [6.86; 10; 10] = 6.86mm$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

On prend $\phi = 6mm$; les armatures transversales sont: **2T6=0,57cm²**

- **L'espacement entre cadre : BAEL91/99(Art .A.5.1,22)**

L'espacement est donné par le règlement:

$$S_t \leq \min [0,9d; 40cm] \rightarrow S_t \leq \min [0,9 \times 21.6; 40cm] \rightarrow S_t \leq \min [19.44; 40cm] \leq 19.44 \text{ cm}$$

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

III.2.1.7. Vérifications règlementaires:

⇒ **À L'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91/99 (ArtA.4.2,1)**

En appuis:

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.30cm^2 / ml$$

$$A_s = 1.89cm^2 / ml \geq A_{\min} = 0.30cm^2 / ml$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots\dots\dots C.V$$

En travée :

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.94cm^2 / ml$$

$$A_s = 3.00cm^2 / ml \geq A_{\min} = 1.94cm^2 / ml$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots\dots\dots C.V$$

Vérification au cisaillement: BAEL91/99 (ArtA.5.1,1)

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 4MPa$$

$$V_{u.\max} = 22.29 \text{ KN}$$

$$Et : \tau_u = \frac{V_{u.\max}}{b \times d} = \frac{22.29 \times 10^3}{100 \times 216} = 1.03Mpa$$

$$\tau_u + 1.03Mpa < \bar{\tau}_u = 4Mpa \dots\dots\dots C.V$$

- **Vérification de l'adhérence des barres : BAEL91/99 (Art A.6.1,3)**

$$\tau_u = \frac{V_{u,max}}{0,9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Avec : ΣU_i : la somme des périmètre utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12mm$)

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 0,012 = 0,075m$$

$$\tau_u = \frac{V_{u,max}}{0,9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{22.29 \times 10^3}{0,9 \times 216 \times 75} = 1,53 MPa$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,4 = 3,60 MPa$$

Avec : ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ pour les acier à haute adhérence)

$$\tau_u = 1,53 MPa < \overline{\tau}_{se} = 3,60 MPa \dots\dots\dots C.V$$

- **Ancrage des barres: BAEL91/99 (Art .A.6.1,2)**

Ancrages rectilignes:

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.

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

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 a 1,5 en général pour les aciers H.A.

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,4 = 3.24 MPa$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right) = \left(\frac{1.2}{4} \right) \times \left(\frac{400}{3.24} \right) = 37.037 \text{ cm} = 40\text{cm} .$$

Ancrages courbes:

$$L_c = 0.4 \times l_c \Rightarrow L_c = 16\text{cm}$$

À L'ELS

On doit vérifier:

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.
- ⇒ **Etat limite de compression du béton:**

On vérifie que :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{Mpa.} \\ \sigma_{bc} &: \text{Contrainte maximale dans le béton comprimé.} \end{aligned} \right.$$

▪ **a position de l'axe neutre:**

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule

suivante:
$$Y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

▪ **Moment d'inertie:**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante:

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : 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)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	O.B
travée	15,84	3.39	5.1	16718,02	4.80	18	C.V
Appui	9,27	1.92	8.9	3566,69	11.5	18	C.V

Tableau III.8: récapitulatif de Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

⇒ **Etat limite d'ouverture des fissures:**

La fissuration est non préjudiciable donc pas de vérification.

⇒ **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

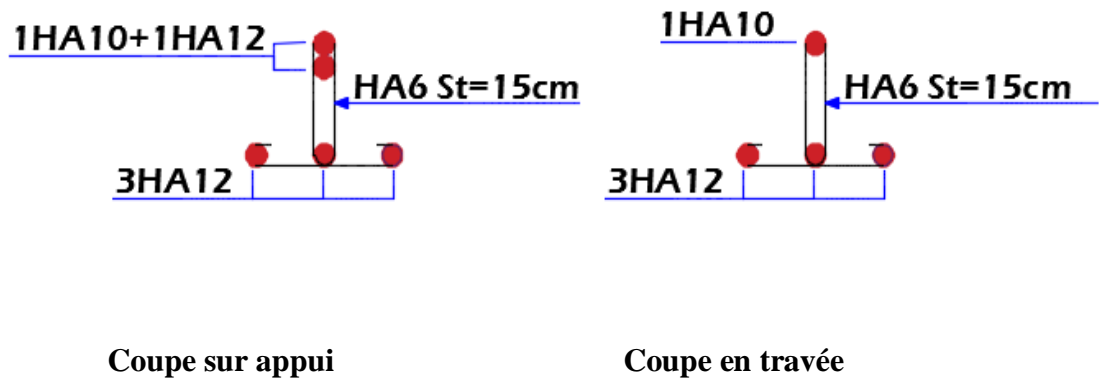


Figure III.16: Schéma de ferrailage de poutrelle

III.2.2. Table de compression

D'après le **BAEL91/99** (Art B.6.8, 423), la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de **4cm**, elle doit être armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- **33cm**: dans le sens parallèle aux poutrelles.
 - **20cm**: dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles:**
Soit :A: la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en : cm^2 pour 1 mètre de nervures).

Si : $L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} > \frac{200}{f_e}$; Avec L : Écartement entre axe des poutrelles.

Si : $50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4L_x}{f_e}$; Avec L_x (en cm) = 65 cm et f_e en MPa).

$$\rightarrow 50 \text{ cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_x}{f_e} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec $St = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles:

On prend $A// = 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$,

avec $St = 20 \text{ cm}$

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).

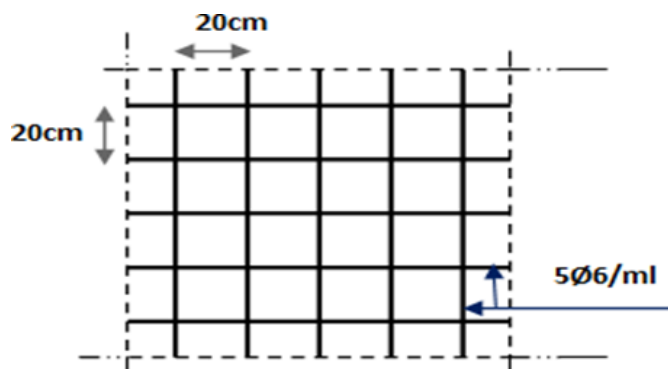


Figure III.17: ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Planchers dalles pleines (balcons)

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1,30 \text{ m}$ et d'épaisseur

$e=15 \text{ cm}$, en castré à son extrémité.

III.3.1. Evaluation des charges:

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charge permanentes: $G_1=5,70 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharges sur le balcon : $Q_1=3,5 \text{ KN/m}^2$.
- Charge de garde-corps : $G_2=1 \text{ KN/ml}$.

$$-Q_2 = \min\left(0.4; \frac{1.3}{B}\right) / B = 4.80m$$

$$-Q_2 = \min(0.4; 0.271)$$

$$-Q_2 = 0.271$$

III.3.2. Combinaisons des charges:

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

✓ **ELU:**

$$M_u = 1.35\left(G \times \frac{1.30^2}{2} + G_2 \times 1.32\right) + 1.5\left(Q_1 \times \frac{1.30^2}{2} + Q_2 \times 1.2\right)$$

$$M_u = 13,55 \text{ KN.m}$$

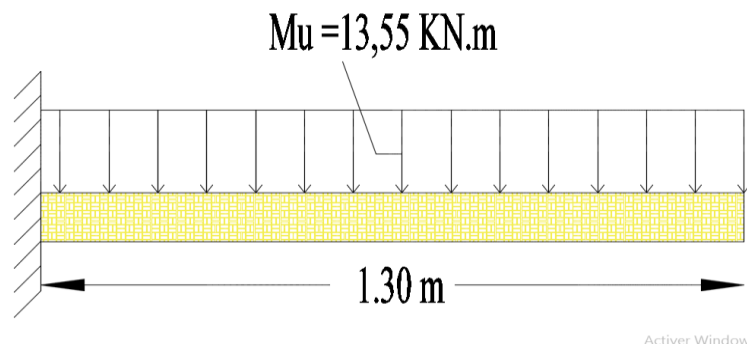


Figure III.18 : Schéma statique du balcon à l'ELU

✓ **ELS**

$$M_{ser} = \left(G \times \frac{1.30^2}{2} + G_2 \times 1.32\right) + \left(Q_1 \times \frac{1.30^2}{2} + Q_2 \times 1.2\right)$$

$$M_{ser} = 9,66 \text{ KN.m}$$

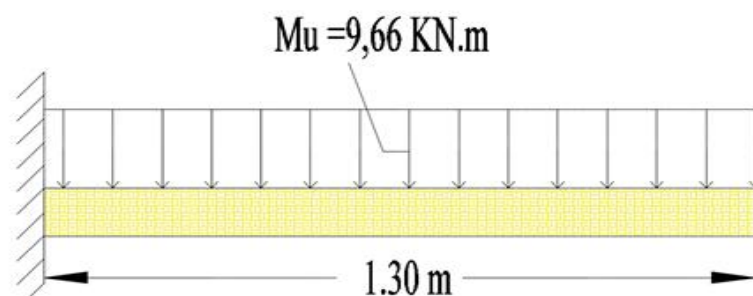


Figure III.19: Schéma statique du balcon à l'ELS

III.3.3. Calcul du ferrailage:

⇒ À L'ELU

Pour une bande de 1m de largeur, on a : $b= 100\text{cm}; d= 13,5\text{cm} ; h= 15\text{cm}; d'=c'= 1.5\text{cm}$.

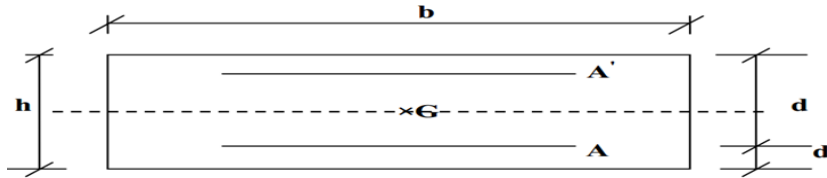


Figure III.20: Section du calcul du balcon.

⇒ **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13.55 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 17}$$

$$\mu = 0.0437 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Avec : $A'_s = 0$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times b \times d \times \sigma_s}$$

On a : $\alpha = 0.056 \Rightarrow \beta = 0.977$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.55 \times 10^3}{0.977 \times 13.5 \times 348}$$

$$A_s = 2,95 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm.

Vérifications réglementaires:

⇒ **À L'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91/99 (Art A.4.2,1)**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{100 \times 13.5 \times 2.4}{400} = 1.863 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement : BAEL91/99 (Art A.5.1,211)**

On doit vérifier l'équation suivante:

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

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa \right) = 3MPa$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = R + q_{u1} \times \chi = 17.88 \text{ KN (Méthode de RDM)}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{17,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0.132 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

▪ **Calcul des armatures de répartitions:**

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.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_r = 4HA8 / ml$ avec $S_r = 25 \text{ cm}$.

▪ **Vérification des espacements des barres:**

- **Armatures principales**
 $S_t = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- **Armatures de répartitions**
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

⇒ **À L'ELS**

On doit vérifier :

- Etat limite de compression du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
- Etat limite d'ouverture des fissures $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration)
- Etat limite de déformation.

M_{ser} [KN.m]	A_s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	σ_s [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	Observation
9,66	3,93	3,4	7323,623	4,6	18	200,5	215,6	C.V

$$\left\{ \begin{aligned} \left(\frac{h_t}{L} \right) &\geq \left(\frac{1}{16} \right) \rightarrow (0.113 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \right) &\geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{M_{0, ser}} \right) \rightarrow (0.113 > 0.1) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d} \right) &\leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \rightarrow (0.0029 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

Toutes les conditions

sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

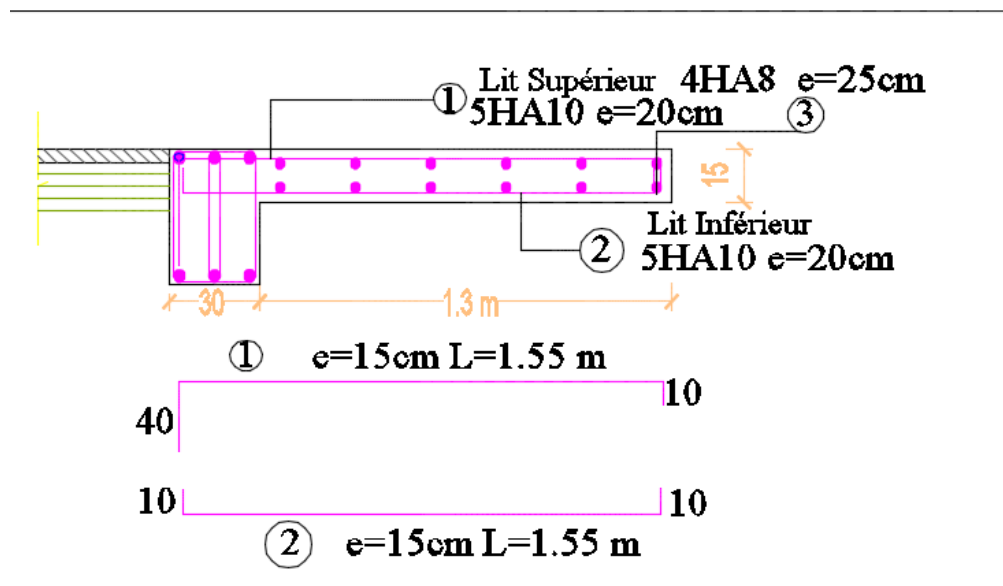


Figure III.21: Schéma de ferrailage du balcon.

III.4. Acrotère

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre (sous forme d'un effort normal vertical) et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

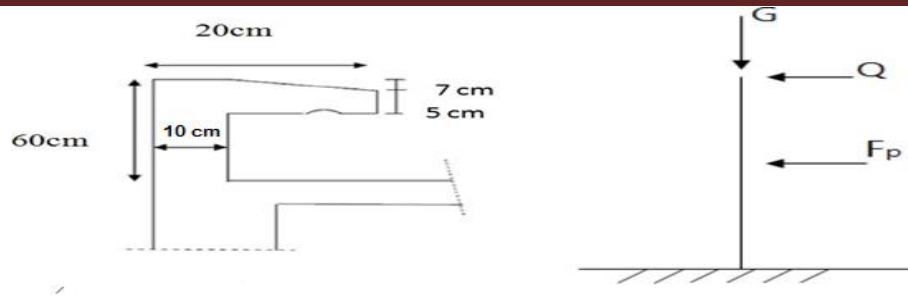


Figure III.22: Dimensions et charges appliquées sur l'acrotère.

III.4.1 Evaluation des charges et surcharges:

- Charge Permanente:

Selon le calcul du pré-dimensionnement, le poids propre de l'acrotère: $G_{acr}=2,85\text{KN/ml}$

- Charge d'exploitation:

D'après le règlement : **DTRBC2-2(Article7.7)**, l'acrotère subi une charge du à la main levée $Q = 1 \text{ KN/m}$.

- Effort sismique:

D'après le **RPA99/2003(Article6.2.3)**, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad (6-3)$$

Avec:

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

A : Coefficient d'accélération de la zone,

obtenu à partir du tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone et groupe d'usage

$$\begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{groupe du sage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

C_p : Facteur de force horizontale pour un élément secondaire varie entre 0,3 et 0,8 (**tableau (6-1) du RPA 99 / 2003**) $\Rightarrow C_p=0,8$ (élément en console).

W_p : Poids de l'élément secondaire (acrotère) $\Rightarrow W_p=G_{acr}=2,85\text{KN/ml}$

D'où $=4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,85 = 1,368 \text{ KN/ml}$

$Q = \max\{1,5Q; F_p\} \Rightarrow Q = 1,5\text{KN/ml}$

Donc : Pour une bande de 1 m de largeur $G_{acr}=2,85\text{KN/ml}$;
 $Q=1,5\text{KN/ml}$.

III.4.2.Détermination des sollicitations :

G : crée un Effort normal : $N_G=G=2,85\text{KN/ml}$

Moment : $M_G=0\text{KN.m}$

Q : crée un Effort normal: $N_Q=0$

Moment : $M_Q=Q \times H=1,5 \times 0,6=0,9\text{KN.m}$

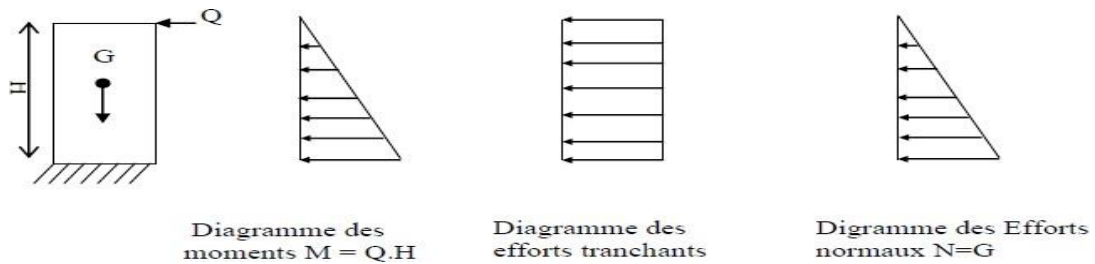


Figure III.23: Diagramme des moments et des efforts tranchants.

	ELU	ELS
Combinaison de charges	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
N(KN)	3,8475	2.85
M(KN.m)	1,35	0,9

Tableau III.8: Combinaison d'action de l'acrotère.

III.4.3.Ferraillage de l'acrotère:

L'acrotère est sollicité à la flexion composée et le calcul se fait pour une section rectangulaire avec : $h=10\text{cm}; b=100\text{cm}; f_{c28}=30\text{MPa}$

$;\sigma_{bc}=17\text{MPa}; c=c'=2\text{cm}; f_e=400\text{MPa}; d=0,9h=9\text{cm}$

Calcul des armatures à L'ELU

- Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{3,8475} = 0.351m$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 \rightarrow 0.351m > 0.03$$

Donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal de compression

N_u) est situé en dehors des deux nappes d'acier $e_u \notin [A_s, A']$. La section étudiée est considérée comme partiellement comprimée. Les armatures seront calculées à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f donné par la formule suivante :

$$M_f = M_u + \left(\frac{h}{2} \times C' \right) = 1.465 \text{ KN.m}$$

Calcul en flexion simple

Moment réduit:

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.465 \times 10^3}{100 \times (9)^2 \times 17} = 0.0106$$

$$\mu = 0.0106 < \mu_l = 0.392$$

L'armature comprimée en' est pas nécessaire ($A_{sf}=0$).

$$A_{sf} = \beta \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

Calcul β

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0106} = 0.0107$$

$$A_{sf} = 0.0107 \times 100 \times 9 \times \frac{17}{348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont:

$$A'_{sr} = A'_{sf} = 0$$

$$A_{sr} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_u} = 0.459 \text{ cm}^2$$

Vérifications réglementaires:

⇒ À L'ELU

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité:

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{100 \times 9 \times 2.4}{400} = 1,242 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} = 1,242 \text{ cm}^2 > A_s = 0,459 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage se fera avec $A_{\min} = 1,242 \text{ cm}^2$

Donc on adopte $A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec espacement

$$s_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement : BAEL91/99(ArtA.5.1,211)

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

$$\tau_u = \text{Min}\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1,5Q = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{2.25 \times 10}{100 \times 9} = 0.025 \text{ Mpa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C.V}$

Donc il n'y pas de risque de cisaillement et par conséquent les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Calcul des armatures de répartition:**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartitionne sont pas nécessaires don con prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA8=2**, Répartie sur 60cm de hauteur avec un espacement

$$S_T = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

Vérification des espacements des barres:

- **Armature principale:**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm. C.V}$$

avec **h**: hauteur de la section = 10cm

- **Armature de répartition:**

$$S_t = 15\text{cm} \leq \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}.. \text{C.V}$$

⇒ **À L'ELS**

On doit vérifier que:
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{y_c \times N_{ser} \times y_{ser}}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\text{Mpa}. \\ \sigma_{st} = n \frac{y_c \times N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

• **Calcul des contraintes:**

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

η : le coefficient d'équivalence acier- béton.

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + nA_s(d - y_{ser})^2 + nA'_s(y_{ser} - c')^2 = \text{cm}^4$$

Alors :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{y_c \times N_{ser} \times y_{ser}}{I} = \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\text{Mpa}.....\text{C.V} \\ \sigma_{st} = n \frac{y_c \times N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{st} = \text{Mpa}.....\text{C.V} \end{cases}$$

FERRAILLAGE ACROTÈRE

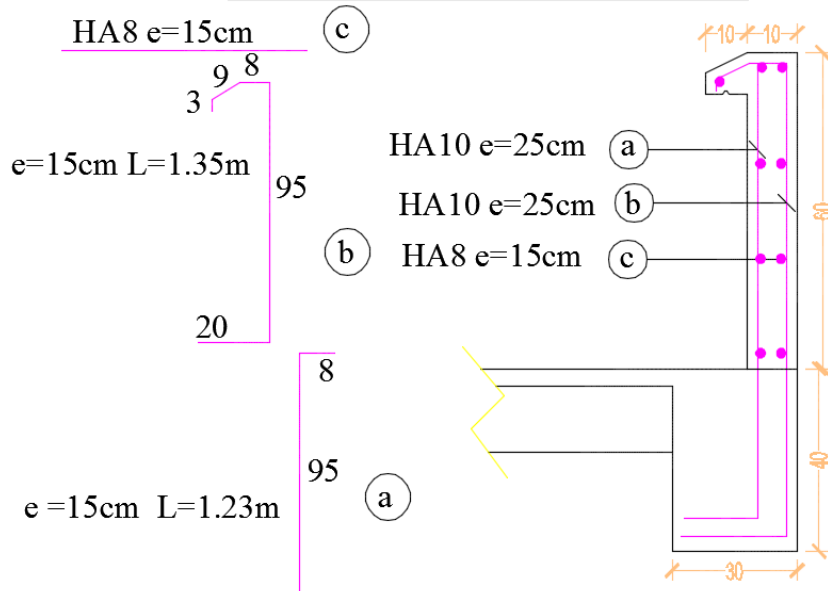


Figure III.24 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère.

III.5.Etude d’escaliers

Il existe trois types d’escaliers, nous avons calculé un type pour éviter la répétition

III.5.1.Evaluation des charges:

Charge permanente: palier $G=4.87\text{KN/m}^2$

Volée $G=7,41\text{KN/m}^2$

Charge d’exploitation :

$Q =2,5\text{KN/m}^2$

III.5.1.1.Combinaison des charges :

ELU: $q_u=(1,35 G+1,5Q)\times 1\text{m}$

ELS: $q_{ser}=(G+Q)\times 1\text{m}$

- Les charges réparties:

	$q_{volée}(\text{KN/ml})$	$q_{palier}(\text{KN/ml})$
l’ELU	13,75	10,32
l’ELS	9,91	7,37

Tableau V.11:Combinaison d’action de l’escalier.

III.5.1.2.Schéma statique d’escalier:

Pour déterminer l’effort tranchant T et le moment fléchissant M à l’ELU et à l’ELS on utilise **Le logiciel IRDM6.**

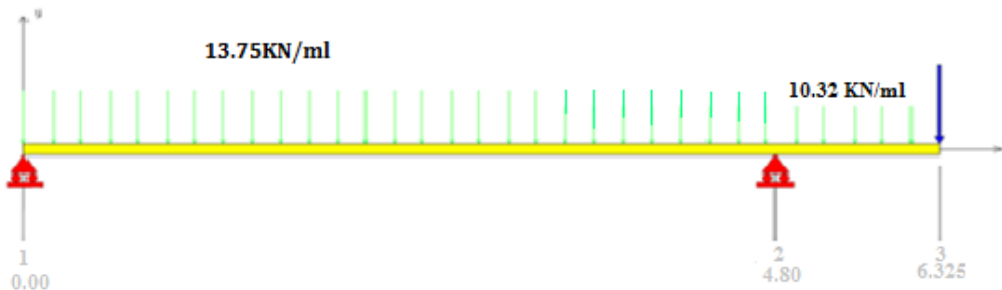


Figure III.25: Schéma statique d’escalier à l’ELU.

III.5.1.3.Calcul des moments et les efforts tranchants :

À l'ELU:

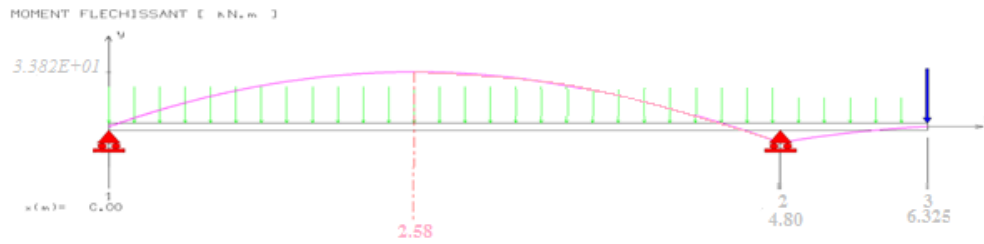


Figure III.26: Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à l'ELU.

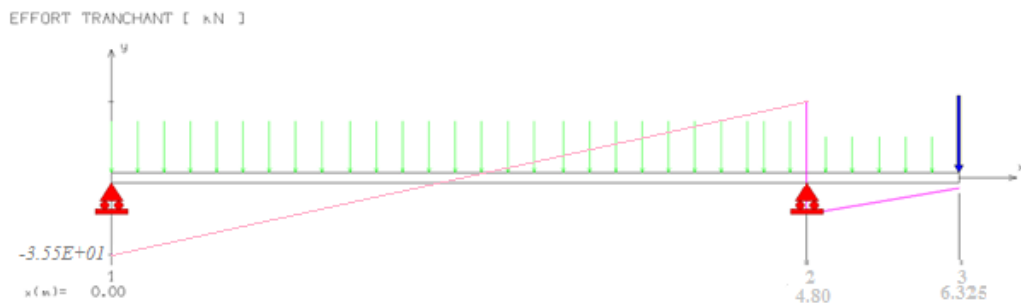


Figure III.26: Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à l'ELU.

À l'ELS :

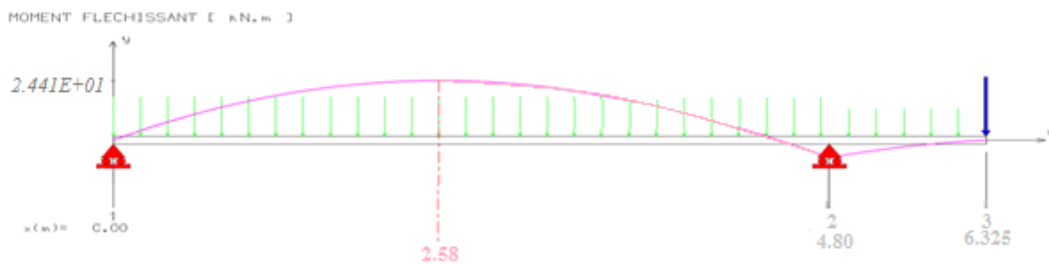


Figure III.27:Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à l'ELS.

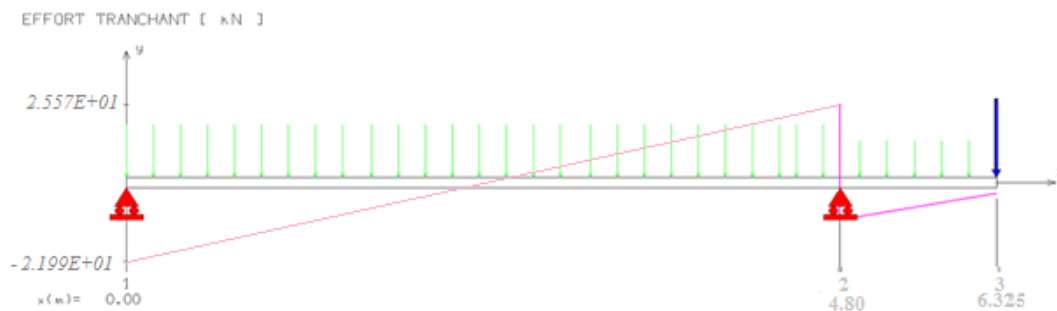


Figure III.27:Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à l'ELS.

$$M_u = 33.827 \text{ kN.m} ; M_{ser} = 24.417 \text{ kN.m} ; V_u = 35.50 \text{ kN}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

$$M_{u,t} = 0,85 M_u = 28.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,a} = 0,5 M_u = 16.91 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,t} = 0,85 M_{ser} = 20.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,a} = 0,5 M_{ser} = 12.21 \text{ kN.m}$$

III.5.2.Ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une

bande de 1 mètre avec: $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h =$

13.5 cm ; $d' = C' = 1.5 \text{ cm}$

Calcul à l'ELU :

- en travée :

$$M_{t,u} = 28.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t,u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28.75 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 17} = 0.093 < \mu_l = 0.395$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.122$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 12.84 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{28.75 \times 10^3}{12.84 \times 348} = 6.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 5.33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \geq A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots\dots\dots C.V$$

On adopte : A=6HA12/ml=6.80 cm²/ml

- Sur appuis:

$$M_{t,u} = 16.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t,u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.91 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 17} = 0.055 < \mu_l = 0.395$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13.12 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{14.12 \times 10^3}{13.12 \times 348} = 3.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 3.81 \text{ cm}^2 / \text{ml} \geq A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots\dots\dots C.V$$

On adopte : A=6HA10/ml=4.71 cm²/ml.

- Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

	M_u	μ	$\mu_l=0.392$	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	choix	A_s adopté	S_t (cm)
Travée	28.75	0,093	$\mu < \mu_l$	0	6.43	1,86	6HA12	6.80	15

Appui	16.91	0,055	$\mu < \mu_t$	0	3.70	1,86	6HA10	4.71	20
-------	-------	-------	---------------	---	------	------	-------	------	----

Tableau III.12: calcul des armatures d'escalier à l'ELU.

• **Vérification à l'ELU:**

	Contrainte de cisaillement			
	$V_u kN$	$\tau_u MPa$	$\bar{\tau}_u MPa$	OBS
Travée	0	0	4	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Appui	35.50	0,26	4	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau III.13:récapitulatif des vérifications de l'escalier à l'ELU.

▪ **Armature de répartition:**

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

En travée:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte : A=4HA8/ml=2.01cm²/ml

Soit : S_t=25cm

- **En appuis:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte : A=4HA8/ml=2.01cm²/ml

Soit : S_t=25cm

▪ **Vérification des espacements des barres:**

- **Armature principale:**

S_p=15cm ≤ Min (3h,33cm)=33cm **C.V**

- **Armature de répartition:**

S_r=25cm ≤ Min (4h,45cm)=45cm **C.V**

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis BAEL91 /99(Art A.5.1, 313)**

- **Influence sur le béton:**

$$V_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 13.5 \times \frac{30 \times 10^2}{1.5} = 972 \text{ KN}$$

$$V_u = 35.50 \text{ KN} \leq 972 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

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

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[35.5 + \frac{16.91}{0.9 \times 13.5} \right] = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 > 0.502 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

- **Longueur de scellement:**

La longueur de scellement droit:

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = 30.86 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$L_c = 0.4 \times L_s \text{ On prend } L_c = 14 \text{ cm}$$

- **Vérification à L'ELS:**

Les escaliers sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries

d'où la fissuration est peu préjudiciable, donc les vérifications à faire sont:

1. Etat limite de compression du béton.

En travée :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A_s + A_s') \times y_{ser} - 15(A_s \times d + A_s' \times d') = 0 \text{ et on a : } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A_s \times y_{ser} - 15A_s \times d = 0$$

$$50y_{ser}^2 + 15(6.79)y_{ser} - 15(6.79 \times 13.5) = 0$$

$$50y_{ser}^2 + 101,85y_{ser} - 1374,975 = 0$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 4.32 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \times h^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 11270.53 \text{ cm}^4$$

	$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_c(MPa)$	OBS
Travée	15.06	4.32	11270.53	5.77	18	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	6.86	3.4	7263.97	3.21	18	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau III.12: Vérifications de contrainte de compression dans le béton à l'ELS.

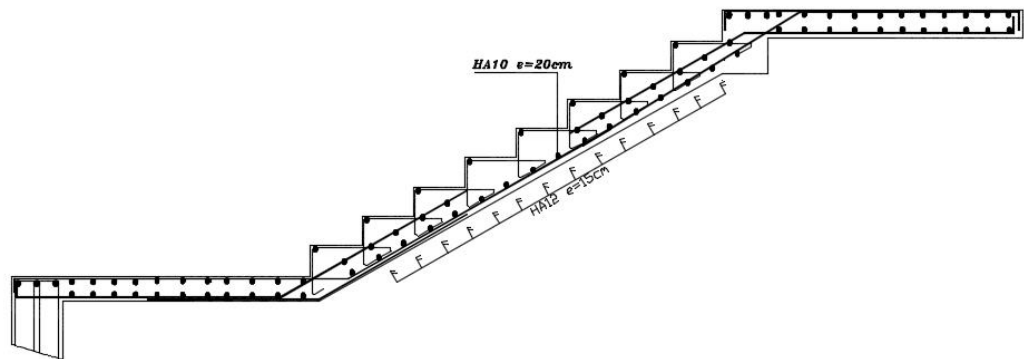


Figure III.29: Schéma de ferrailage de l'escalier

III.6.Étude de la poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (b x h) et chargée uniformément. Son calcul se fait à la flexion simple, elle est supposée semi encastrée à ses deux extrémités par les poteaux.

III.6.1.Pré-dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL 91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \rightarrow 22.33cm \leq h \leq 33.5cm \rightarrow h = 35cm$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 10.5cm \leq b \leq 24.5cm \rightarrow b = 30cm$$

On adopte une poutre palière de (30x35)cm²

✓ Vérification des conditions de l'RPA 99/version2003:

- $h=35cm > 30cm \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $b=30cm > 20cm \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1.17 \leq 4 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc la section de la poutre palière est de (b×h) = (30×35) cm²

✓ Charge sollicitant la poutre:

Poids propre de la poutre: $G_{pp} = 0,30 \times 0,35 \times 30 = 3.15 \text{ kN/ml}$.

Poids du mur situé sur la poutre : $G_{mur} = 2.76 \times \frac{(3.06 - 0.35)}{2} = 3.74 \text{ KN / ml}$

Charge ramenée par paillasse (volée) : $G_{paillasse} = 7,40 \times 3/2 = 11.10 \text{ KN/ml}$

Charge ramenée par palier : $G_{palier} = 4,87 \times 1.5 = 7.30 \text{ KN/ml}$

Pondération des charges

E.L.U: $q_u = 1,35G_T + 1.5Q_T = 1.35 \times 21.55 + 1.5 \times 7.5 = 40,34 \text{ kN/ml}$

E.L.S: $q_s = G_T + Q_T = 21.55 + 7.5 = 29,05 \text{ kN/ml}$

Calcul et répartition des moments:

Moment statique maximal:

E.L.U:

$$Mu0 = QuL^2/8 = 40.34 \times (3.35)^2/8 = 56.59 \text{KN.m.}$$

E.L.S:

$$Ms0 = QsL^2/8 = 29.05 \times (3.35)^2/8 = 40.75 \text{KN.m.}$$

✓ **Schéma statique:**

$$qu = 40,34 \text{KN/ml}$$

$$qs = 29,05 \text{ KN/ml}$$

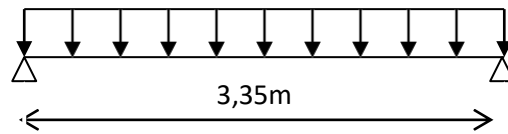


Figure III.30:Schéma statique de la poutre palier

✓ **Calcul des moments et les efforts tranchants :**

À l'ELU:

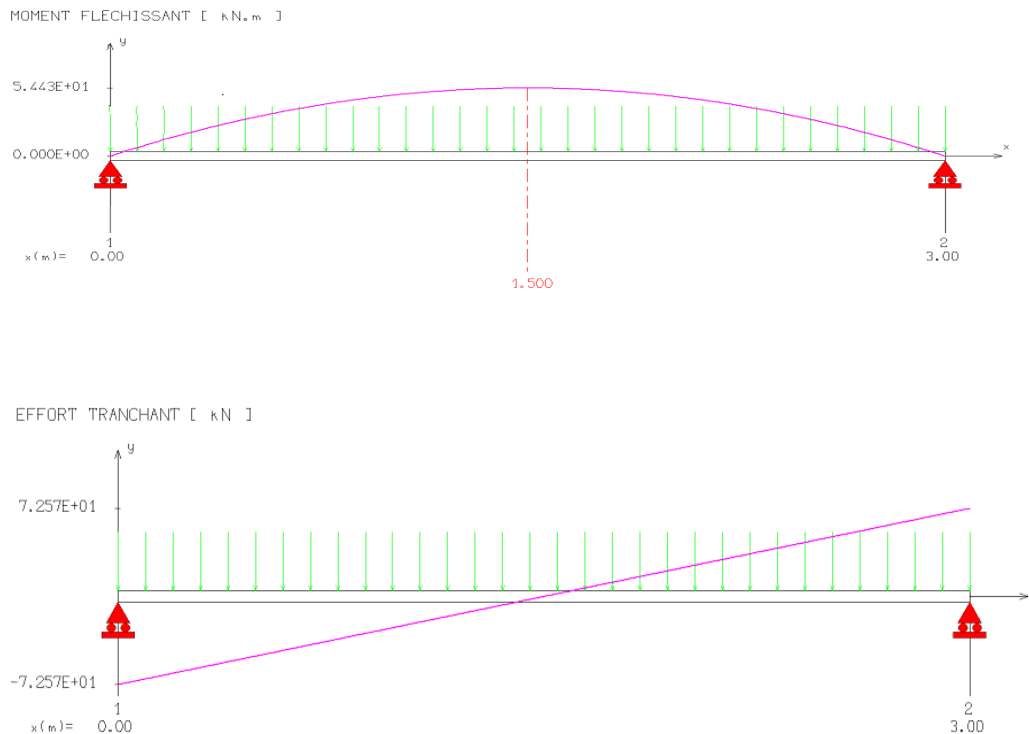


Figure III.31:Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant de la poutre palier à l'ELU.

À l'ELS :

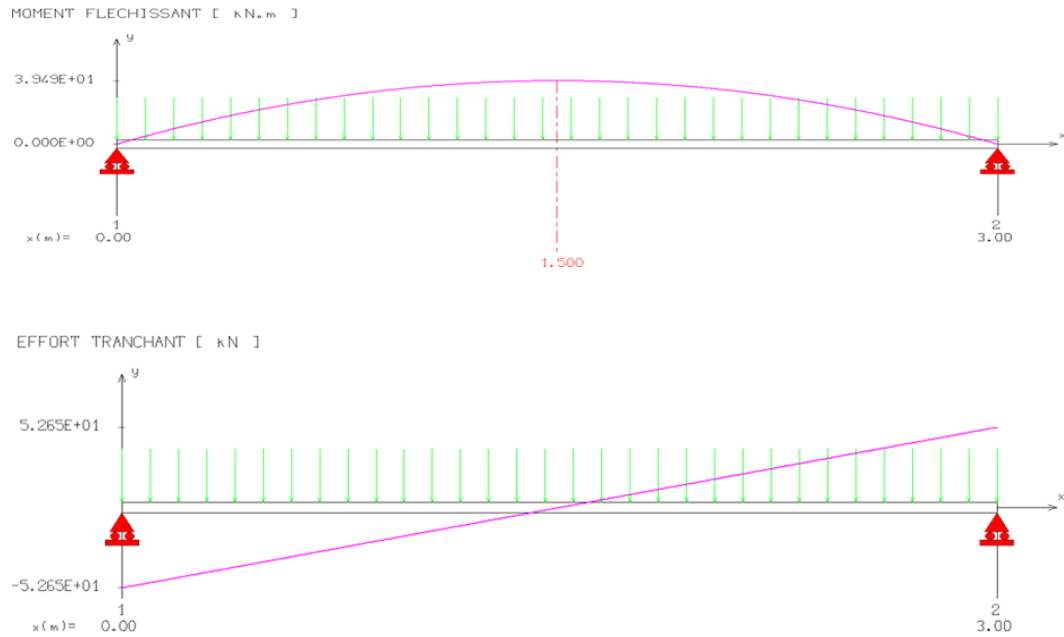


Figure III.32: Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant de la poutre palière à l'ELS.

$$Mu_0 = 56,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 40,75 \text{ kN.m}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura:

$$M_{u,\acute{e}e} = 0,85 M_u = 48,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,-} = -0,3 M_u = 16,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,\acute{e}e} = 0,85 M_{ser} = 34,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,-} = -0,3 M_{ser} = 12,22 \text{ kN.m}$$

III.6.2. Calcul de ferrailage:

À l'ELU:

On fait les calculs à la flexion simple avec:

$$h = 35 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$$

- **En travée:**

$$M_{t,u} = 48.10 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t,u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48.10 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 17} = 0.095 < \mu_l = 0.395$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.125$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 29.92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{48.10 \times 10^3}{29.92 \times 348} = 4.61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A = 3\text{HA}14/\text{ml} = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 / \text{ml} \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Sur appui:**

$$M_{t,u} = 16.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a,u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.97 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 17} = 0.395 < \mu_l = 0.395$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 30.96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{16.97 \times 10^3}{30.96 \times 348} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A = 3\text{HA}12/\text{ml} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

	$M_u kN.m$	μ_v	$\mu_l=0,392$	A_s (cm^2)	A_s cm^2	choix	$A_{s,adopté} cm$ ₂	A_{min} cm^2
Travée	48,10	0,095	$\mu_v < \mu_l$	0	4.61	3HA14	4,62	1,30
Appui	16,97	0,034	$\mu_v < \mu_l$	0	1,57	3HA12	3,39	1,30

Tableau III.16: calcul des armatures de la poutre palière à l'ELU.

- **Vérification réglementaire:**

À l'ELU:

	Contrainte de cisaillement			
	$V_u kN$	$\tau_u MPa$	$\bar{\tau}_u MPa$	OBS
Travée	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Appui	28,42	0,30	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau III.17: Vérification de contrainte de cisaillement

- **Vérification des Armatures longitudinales selon RPA 99/2003(Art 7.5.2**

.1)

Le **RPA99** exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute la section.

$$4.62 + 3.39 = 8.01 cm^2 \geq \frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 30 \times 35}{100} = 5.25 cm^2 \dots\dots C.V$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$8.01 cm^2 \leq \frac{4 \times b \times h}{100} = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 cm^2 \dots\dots C.V$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone nodale.

$$8.01 cm^2 \leq \frac{6 \times b \times h}{100} = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 cm^2 \dots\dots C.V$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis(BAEL91 /99(Art A.5.1,**

313)

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 0.3 \times 0.9 \times 31.5 \times \frac{30 \times 10^3}{1.5} = 567 \text{ KN}$$

$$V_u = 28.42 \text{ KN} \leq 567 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Influence des aciers :

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

$$A_u = \frac{28.42 \times 10^{-3}}{348} = 0.81 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.81 \text{ cm}^2 \leq 3.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

À l'ELS:

En travée:

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A_s + A_s') \times y_{ser} - 15(A_s \times d + A_s' \times d') = 0 \text{ et on a : } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A_s \times y_{ser} - 15A_s \times d = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15(4,62) y_{ser} - 15(4,62 \times 31,5) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 69,3y_{ser} - 2182,95 = 0$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 9,97 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \times h^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 42033,65 \text{ cm}^4$$

- 1. Etat limite de compression du béton:**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \times M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- 2. Contrainte maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times Fe ; \max \left[110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}, \frac{Fe}{2} \right] \right) = Mpa$$

$$\sigma_s = 348 Mpa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 126.02 < Mpa$$

	M_{ser} kN.m	A_s cm ²	y cm	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_c$ MPa	OBS
Travée	34.64	4.62	10	8.2	18	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$
Appui	12.22	3,39	8.8	1.9	18	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$

Tableau III.18 : Vérifications de contrainte de compression dans le béton à l'ELS.

1. Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

2. Etat limite de déformation:

-Evaluation de la flèche :BAEL91/99(ArtB6.5,2)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.104 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10M_{0,ser}} \right) \Rightarrow (0.104 > 0.1) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.0044 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Calcul de la poutre palière à la torsion :

$$\tau = \frac{M_t \max}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{Avec : } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (35 - 5)(30 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

Le couple de torsion est : $C = V_u \times 0,1 = 67,57 \times 0,1 = \mathbf{6,75 \text{ KN}}$

Le moment de torsion est : $M_t = c \times \frac{L}{2} = 6,75 \times \frac{3,35}{2} = 11,317 \text{ KN.m}$

$$\tau = \frac{11,317}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0,30} = 251,48 \text{ KN / m}^2$$

$$\tau = 0,251 \text{ MPa}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_A = -V_b = \frac{q_u \times l}{2} = 67,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{67,57 \times 10}{30 \times 31,5} = 2,38 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$

Tenant compte des aciers de flexion : $A_T = A_t + A_s$

- **Armatures transversales BAEL91/99(Art7.2,2)**

-Diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{11,317 \times 10}{2 \times 750 \times 348} = 0,021 \text{ cm}^2$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_v + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{4,62}{15} \right] + [0,021] = 0,329 \text{ cm}^2$$

Vu qu'on a un cadre et un étrier, on prendra: $A_t=4 HA6$ avec : $A_t=1,13 \text{ cm}^2$

-Espacement des barres: selon RPA99/2003(Art7.5.2.2) on obtient:

- En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_t\right)$ en prend : $S_t = 8 \text{ cm}$

- En zone courante $S_t \leq \frac{h_t}{2}$ en prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.6.3.Schéma de ferrailage de poutre palière:

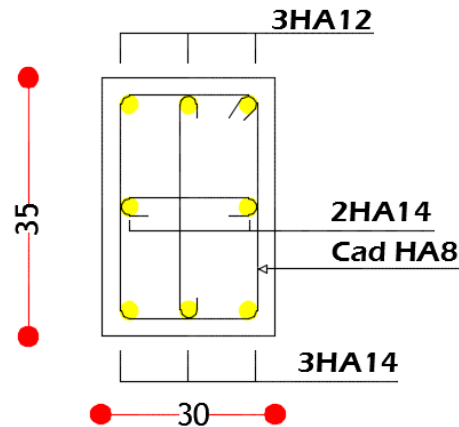


Figure III.33:Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.7.Etude de l'ascenseur:

III.7.1.Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions et la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

III.7.2.Etude de la cage d'ascenseur :

L'ascenseur moderne mécanique est constitué de trois composants :

- ◆ Le treuil de levage et sa poulie.
- ◆ La cabine ou la benne.
- ◆ Le contre poids
- ◆ Calcule le poids du contre poids

$$P_{cp} = p_m + \frac{Q}{2}$$

- **P_m** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge en cabine.

- **Pcp** : le poids de contre poids

Avec :

Dans notre structure l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes dont la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine et de 1,68m².

- Largeur : 2,85 m
- Profondeur : 1,43 m
- Hauteur : 2,61 m
- La Largeur de porte : 0,8m
- La hauteur de porte : 2,10m

III.6.3. Définir le poids de l'ascenseur :

1. Poids du treuil et du moteur est égale à 12,00KN
2. Le poids de la cabine Pc est égale à 466 Kg = 4.66 KN
3. Le poids mort total est :

$$Pm = \sum Mi = 2350 \text{ Kg} = 23.50 \text{ KN}$$

4. Le contre poids Pcp :

$$Pcp = 2350 + \frac{675}{2} = 2687.5 \text{ Kg} = 26.875 \text{ KN}$$

5. Le poids des câbles Mg :

$$-Mg = m \times n \times l$$

avec :

masse linéaire de câble m = 0.515Kg/m

n: le nombre des câbles n = 2 câbles

L : longueur des câbles L = 37.4m

$$-Mg = 38.52 \text{ Kg}$$

III.8. Dalle machine :

III.8.1. Introduction :

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

III.8.2. Pré dimensionnement de la dalle machine :

- $S_{\text{ascenseur}} = 2.4 \times 2.1$
- $S_{\text{ascenseur}} = 5.04 \text{ cm}^2$

A. Résistance à la flexion :

Nous avons deux conditions à vérifier :

- a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{50} \Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{50} \Rightarrow e \leq \frac{L_x}{50}$$

b. Condition de l'E.N.A :

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

On prend : $e=25$ cm

B. Charge et surface :

B.1) Charges permanentes :

$$G_{ascenseur} = \frac{P_m + P_{cp} + P_{treuil} + M_g}{S}$$

$$G_{ascenseur} = \frac{23.50 + 26.88 + 12 + 0.38}{5.04} = 12.45 \text{ KN / m}^2$$

G: dalle machine= $e \times P$ béton

Avec :

- **e** : épaisseur de la dalle machine
- **P** : poids propre de béton

Dalle Machine	EP=25cm	P=25	0.25*25=6.25KN/m2
Enduit en ciment	EP=2cm	P=20	0.2x20=0.40KN/m2

$$G_{Dalle\ machine} = 6.65 \text{ KN / m}^2$$

$$G_T = G_{ascenseur} + G_{Dalle\ machine}$$

$$G_T = 12.45 + 6.65 = 19.10 \text{ KN / m}^2$$

• **Surcharge d'exploitation**

• Surcharge d'ascenseur :

$$Q = 675 \text{ kg} = 6,75 \text{ KN}$$

- $Q_{Ascenseur} = Q/S$

Avec :

- S : surface de la dalle machine
- $Q_{ascenseur} = 6.75/5.04$
- **$Q_{ascenseur} = 1.5 \text{ KN/m}^2$**
- **$Q_{dalle\ machine} = 1 \text{ KN/m}^2$**

$$QT = Q_{ascenseur} + Q_{dalle\ machine}$$

$$QT = 1.5 + 1$$

$$QT = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul Des Sollicitations :**

• **A.) Evaluation des charges :**

$$G = 9 \text{ KN/m}^2$$

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

B.) Combinaison de charges :

E.L.U :

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

$$=13.65 \text{ KN/m}^2$$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=10 \text{ KN/m}^2$

• **C.) Calcul des efforts [RPA99V2003] :**

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

✓ **Calcul de« ρ » :**

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{4.45} = 0,94 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

Calculu	α	μ_x	M_y	M(x,y)
Solicitations àELU	0,94	0,041	0.78 6	$M_x=0,041 \times 13.65 \times (4.20)^2= 10,05$ KN.m
				$M_y=0.932. \times 10.05= 7.90$ KN.m

Tableau-III.19: Valeurs des moments M(x,y) a l'ELU .

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

✓ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.05 = 8.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.90 = 6.72 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis:**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.05 = 3.02 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 7.90 = 2.37 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_x^a, M_y^a) = 3.02 \text{ KN.m}$$

III.8.2.Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)= (100x15) cm² qui travaille en flexion simple.

➤ **A.) Ferrailage en travée :**

✓ Dans le sens «Lx»:

On a: $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13,5\text{ cm}$; $\sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$.

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,55 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 17} = 0,027 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,035$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 13,31\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{8,55 \times 10^3}{13,31 \times 348} = 1,84\text{cm}^2 / \text{ml}$$

M^t (KN. m) x	μ	α	A'_s (cm ²)	Z(cm)	A_s (cm ²)	choix	A^{adp} (cm ²) s
8.55	0.027	0,035	0	13.31	1.92	5HA8	2.51

Tableau III.20:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx).

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$$

✓ Dans le sens «Ly»:

M^t (KN. m) y	μ	α	A'_s (cm ²)	Z(cm)	A_s (cm ²)	choix	A^{adp} (cm ²) s
6.7	0,02	0,02	0	13.3	1.45	5HA8	2.51

Tableau III.21 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly).

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots CV$$

➤ **B.) Ferrailage en appuis :**

M^t (KN. m) x	μ	α	A'_s (cm ²) s	Z(cm)	A_s (cm ²))	choix	A^{adp} (cm ²) s
3.02	0,00 9	0,01 2	0	13.43	0.64	5HA8	2.5 1

Tableau III.22 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis.

Espacement :

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20cm < (3h, 45cm) = 33cm \dots\dots\dots CV$$

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20cm < (4h, 45cm) = 45cm \dots\dots\dots CV$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} < \overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.5Mpa$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 19.85KN$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 19.11KN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 19.85KN$$

$$\tau_u = \frac{19.85 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.147Mpa < \overline{\tau}_u = 1.5Mpa \dots\dots\dots CV$$

➤ **D.) Vérification a l'ELS :**

Calcul	α	μ_x	μ_y	M(x,y)
Solicitations ELS	0,94	0,041	0.786	$M_x = 0.041 \cdot 10 \cdot (4.20)^2 = 7,36KN.m$
				$M_y = 0.786 \cdot 7.36 = 5.79KN.m$

Tableau III.23 : Valeurs des moments M(x,y) a L'ELS .

Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18MPa$$

Acier:

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) < \overline{\sigma}_s = 201.66MPa$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

✓ **Moments en travées :**

$$M'_x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.36 = 6.26KN.m$$

$$M'_y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.79 = 4.92KN.m$$

Moments sur appuis:

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 7.36 = 2.21 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 7.79 = 1.73 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_x^a, M_y^a) = 2.21 \text{ KN.m}$$

Détermination de la valeur de «y»:

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A_s \cdot (y - c) - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \text{ avec : } \eta = 15.$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s \cdot (y - c)^2 - \eta A_s \cdot (d - y)^2 \quad \text{Les résultats}$$

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

➤ **E.) Schéma de ferrailage :**

		M (KN)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s < σ̄ _s
Travée	(x-x)	6.26	2.51	2,8	5 042.28	1.6	vérifiée	18.6	vérifiée
	(y-y)	4.92	2.51	2.8	5 042,28	1.3		14.7	
Appuis		2.21	2.51	2,8	5 042,28	0.6		6.6	

Tableau III.24 : Vérification a l'ELS.

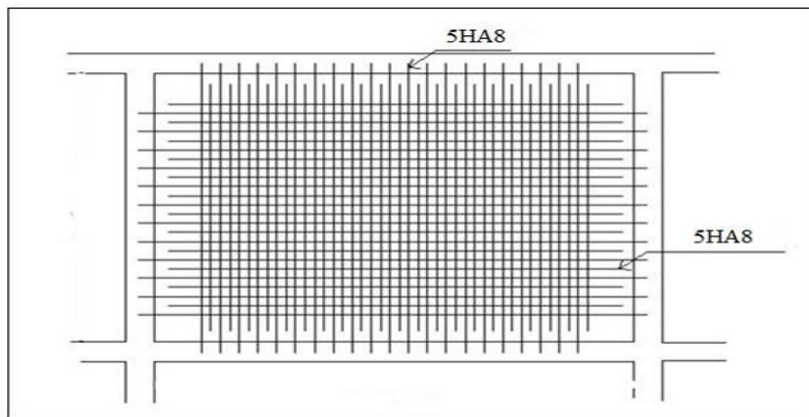


Figure III. : Ferrailage de dalle en travée.

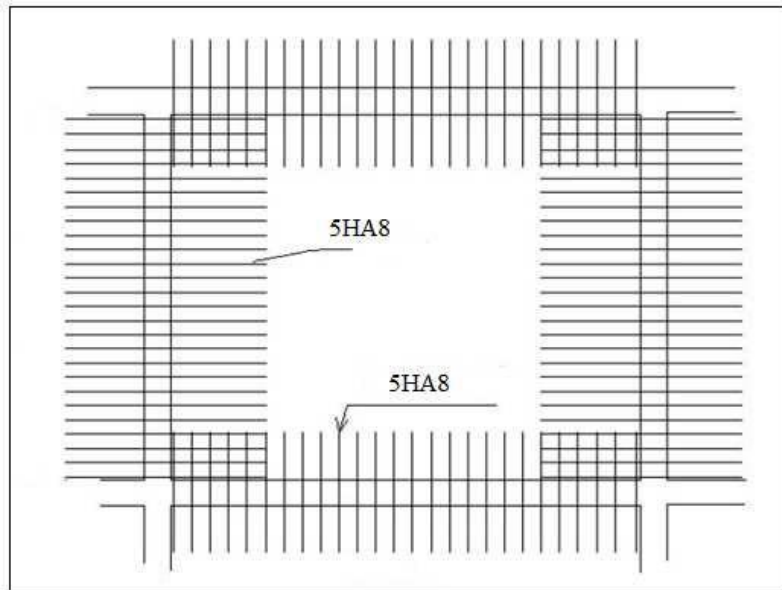


Figure III.35 : Ferrailage de dalle en appui

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Introduction :

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

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique (modale spectrale)

IV. 2. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

IV. 2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV. 2.1.1. Condition d'application de la Méthode statique équivalente :

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, par contre la régularité en plan n'est pas satisfaite, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (Art 4.1.2)

IV. 2.2. Méthode dynamique :

- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Remarque :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$

Avec V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal)

V.3. Calcul de l'action sismique :

$$V_{st} = \frac{ADQ}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II-a} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \quad A = 0.15 \text{ (Tab 4.1 Art 4.2.3)}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

T₂ = 0.5 sec : Site ferme (S3) (tab 4.7 art 4.2.3)

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

$\zeta = 7\%$ (tab 4.2 art4.2.3)

$$\eta = 0.88$$

T : période fondamentale de la structure

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \text{ avec } C_T = 0,05 \text{ [tab (4.2) RPA 99]}$$

h_n = hauteur totale de la structure

$$h_n = 29,41m$$

$$T = 0,05 \times (29,41)^{\frac{3}{4}} = 0,63 \text{ s}$$

On a aussi

$$T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L}}$$

Où :

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau.

$$h_n = 29.41 \text{ m}$$

$$T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L_x}} \text{ avec : } L_x = 23.50m \Rightarrow T_x = 0.546 \text{ sec}$$

$$T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L_y}} \text{ avec : } L_y = 24.85m \Rightarrow T_y = 0.531 \text{ sec}$$

$$\text{On a : } 0.5 \leq T_x = 0.546 \leq 3.0$$

$$\text{Et} \quad 0.5 \leq T_y = 0.531 \leq 3.0$$

On prend : $T_x = 0.546 \text{ sec}$

$$T_y = 0.531 \text{ sec}$$

Donc : $D_x = D_y = 1.82$

W : Poids total de la structure ;

$$\checkmark \quad W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots \dots \dots \text{(Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

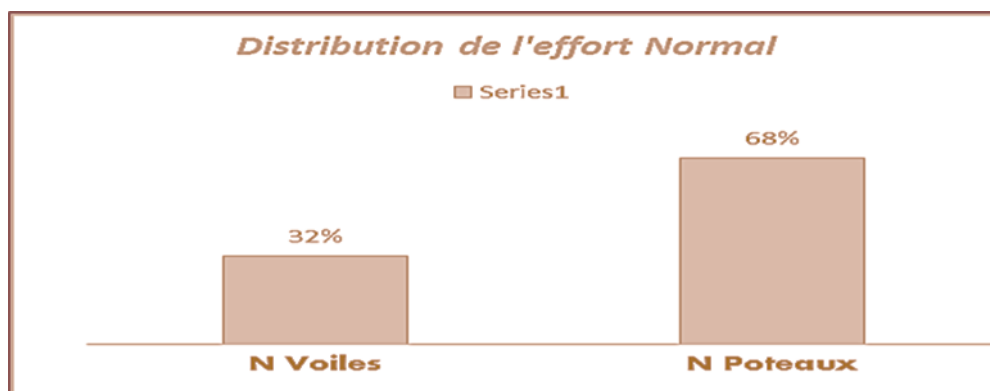
β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. De notre cas : $\beta = 0,2$.

Dans notre cas : $W = 38987,81 \text{ KN}$

N° Etage	Masse [kN]
Etage 8	4092,21
Etage 7	4112,22
Etage 6	4104,03
Etage 5	4135,36
Etage 4	4135,93
Etage 3	4139,93
Etage 2	4213,64
Etage 1	4481,46
RDC	5573,03
Somme	38987,81

Tableau IV.1. Valeurs des Poids total de la structure

R : coefficient de comportement global de la structure



Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. RPA99/2003 (art 3.4.A.2)

Donc $R = 3.5$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Critère	P_q	
Condition minimale sur les files de contreventement	0.05	N/ observé
Redondance en plan	0.05	N/ observé
Régularité en plan	0.05	N/ observé
Régularité en élévation	0.00	Observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	N/ observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00	Observé

Tableau IV.2. Valeurs des facteurs de qualités sens X

Critère	P_q	
Condition minimale sur les files de contreventement	0.05	N/ observé
Redondance en plan	0.05	N/ observé
Régularité en plan	0.00	Observé

Régularité en élévation	0.00	Observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	N/ observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00	Observé

Tableau IV.3. Valeurs des facteurs de qualités sens Y

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1,20 \\ Q_y = 1,15 \end{array} \right.$$

Donc l'effort sismique sera :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.82 \times 1.20}{3.5} \times 38987.81 \Rightarrow V_x = 3649.26 \text{KN}$$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.82 \times 1.15}{3.5} \times 38987.81 \Rightarrow V_x = 3479.21 \text{KN}$$

IV.3.1. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

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 l'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, où 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 dans chaque direction considérée.

$$K = 3 (N)^{1/2} \text{ et } T_K < 0,20$$

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

IV.3.2. Résultats de calcul (ROBOT)

e) Périodes et facteurs de participation modale :

MODE	FREQUENCE [HZ]	PERIODE [SEC]	MASSES CUMULEES UX [%]	MASSES CUMULEES UY [%]	NATURE
1	1,71	0,59	0,41	69,17	translation
2	1,89	0,53	67,93	69,67	translation
3	2,33	0,43	69,22	69,85	Torsion
4	6,66	0,15	69,25	87,39	/
5	7,81	0,13	88,53	87,42	/

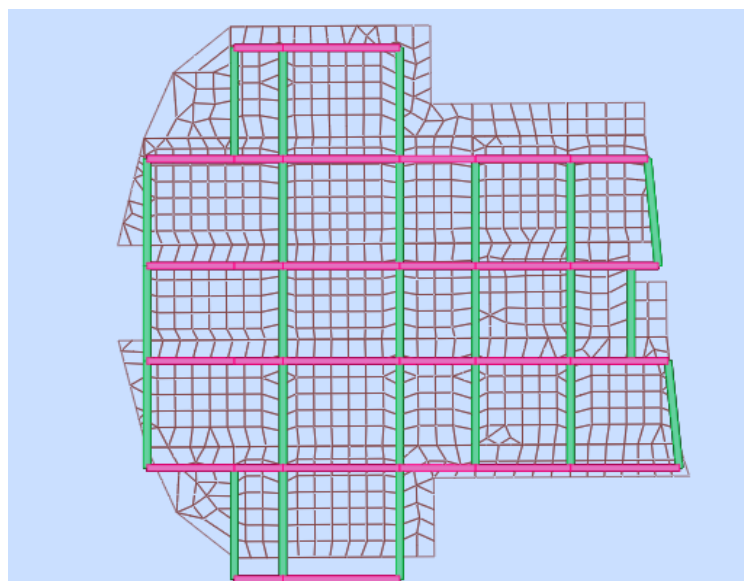
6	10,09	0,10	88,75	87,43	/
7	14,45	0,07	88,76	93,33	/
8	16,80	0,06	94,32	93,34	/

Tableau IV.4. Valeurs des : périodes et facteurs de participation modale.

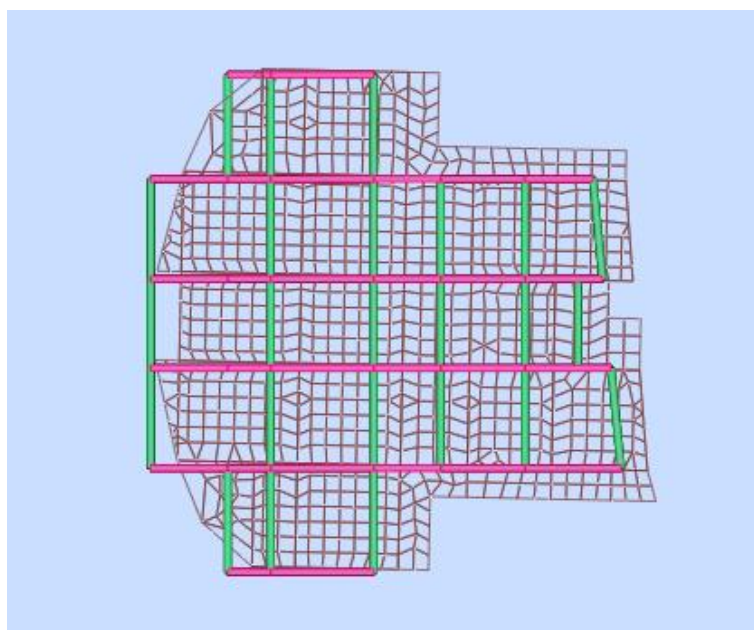
$$K = 3 (8)^{1/2} \quad K = 9 \text{ modes}$$

$$T_K = 0,06 < 0,20 \quad \checkmark \quad \text{C'est vérifié.}$$

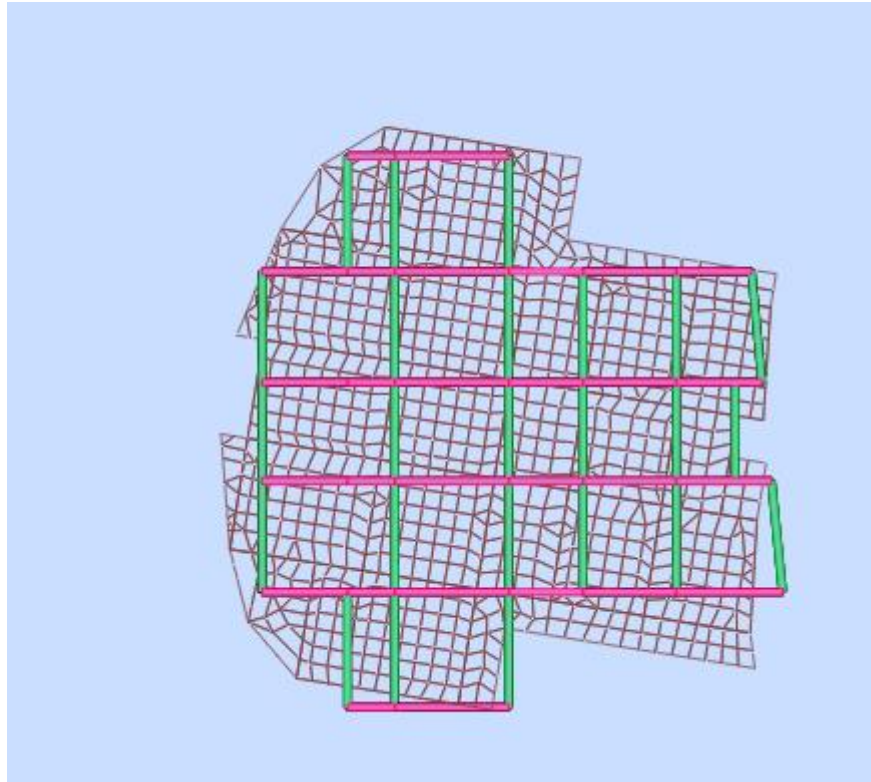
Formes modales de la structure non rigidifiée latéralement :



MODE 1 XY



MODE 2 XY

**MODE 3 XY****V.4. Distribution verticale de la force sismique :**

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i \text{ (Art 4.2.5 RPA 99)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{On a : } T = 0.63 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(v - F_t) \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau j.

H_i : niveau de plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i : poids de l'étage.

Niveau	h (m)	W (KN)	W.h	F_x (KN)	F_y (KN)
8	29,41	4092,21	120 351,90	954,97	955,97
7	26,35	4112,22	108 357,00	649,06	488,25
6	23,29	4104,03	95 582,86	547,94	498,76
5	20,23	4135,36	83 658,33	450,49	418,70
4	17,17	4135,93	71 013,92	373,02	347,96
3	14,11	4139,93	58 414,41	301,10	276,38
2	11,05	4213,64	46 560,72	241,23	217,56
1	7,99	4481,46	35 806,87	193,26	171,03
R.D.C	4,59	5573,03	25 580,21	112,06	93,16
Σ		38987,81	645326,21	3 823,13	3 467,77

Tableau IV.5. Tableau donne les valeurs des efforts F_i

IV.5. Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.5.1. Principe :

Pour 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.

IV.5.2. Modélisation de la structure :

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centre de gravité des planchers avec un seul degré de liberté en translation horizontale.

IV.5.3. Spectre de réponse :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{array} \right.$$

Pour cette étude on a utilisé le logiciel Autodesk **ROBOT** Structural Analysis 2009

Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) ROBOT structural analysis Professional 2009 (v22 multilingue et multinormes).

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles la plus complexe grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non-linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA, ...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyser, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes :

La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet,

La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO,

La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les Différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.),

La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure grâce à une large gamme de solveurs dynamiques

Le système robot regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure, ces modules fonctionnent dans le même environnement, les principaux sont: Etude d'un portique plan, treillis plan, grillages, treillis spatiales, portiques spatiales, plaques, coques, contraintes plans, déformations plans, et plus d'autres modules riches.

En plus des modules précédemment cités, il existe le module « conception d'un bâtiment » spécialement dédié à l'étude des bâtiments, et c'est celui qui sera notre outil

6. Modélisation de la structure :

V.6.1. Analyse statique et dynamique : L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements

a) Analyse statique : Elle implique la résolution de l'équation $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec : $[K]$: Matrice de rigidité

$\{U\}$: Vecteur de déplacement

$\{R\}$: Vecteur de chargement

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

- Le poids propre de l'élément poutre ou poteau.
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique.
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

b) Analyse par le spectre de réponse : L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

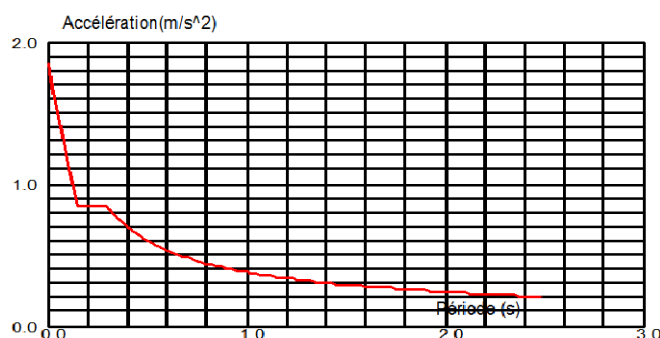
$[C]$: Matrice d'amortissement

$\{\ddot{U}_s\}$: Accélération du sol.

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculées nous donnent un spectre d'accélération sismique,

qui se présente comme le montre la **figure**. Suivante :



6.2. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 * G + 1.5Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 * E$$

$$G + Q \mp E$$

$$0.8 * G \mp E$$

7. Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante

Université de Khenchela **rsion :**

Les données de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet X_t = \frac{\sum I_{x_i} x_i}{\sum I_{x_i}} \\ \bullet Y_t = \frac{\sum (I_{y_i} \times y_i)}{\sum I_{y_i}} \end{array} \right\}$$

Xt: L'abscisse du centre de torsion ;

Yt: L'ordonnée du centre de torsion;

Ixi: Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) ;

Iyi: Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy);

xi: L'abscisse du centre de gravité de l'élément;

yi: l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

• Pour les poteaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet I_{x_i} = \frac{b \times a^3}{12} \\ \bullet I_{y_i} = \frac{a \times b^3}{12} \end{array} \right\}$$

• Pour les voiles :

Les dimensions ont constantes, alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet I_{x_i} = \frac{b \times L^3}{12} \\ \bullet I_{y_i} = \frac{L \times b^3}{12} \end{array} \right\}$$

Si $\alpha=0$: En prend les formules précédentes.

α : l'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de la structure .Si $\alpha \neq 0$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet I_{x_i} = I_x \times (\sin\alpha)^2 + I_y \times (\cos\alpha)^2 \\ \bullet I_{y_i} = I_y \times (\sin\alpha)^2 + I_x \times (\cos\alpha)^2 \end{array} \right\}$$

D'après l'application de la formule (A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
$X_t(m)$	11.10	11.13	11.14	11.14	11.14	11.14	11.15	11.15	11.15
$Y_t(m)$	12.41	12.41	12.41	12.41	12.41	12.41	12.41	12.41	12.41

Tableau IV.6. Les centres de torsion de chaque niveau

7.2. Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

Les résultats du centre de masse des différents niveaux sont regroupés dans le tableau

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet X_m = \frac{\sum(W_i \times x_i)}{\sum W_i} \\ \bullet Y_m = \frac{\sum(W_i \times y_i)}{\sum W_i} \end{array} \right\}$$

suivant :

Niveau	RDC	1 ^{ème} Etage	2 ^{ème} Etage	3 ^{ème} Etage	4 ^{ème} Etage	5 ^{ème} Etage	6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} Etage	8 ^{ème} Etage
$X_m(m)$	10.78	10.98	10.98	11.00	11.00	11.00	11.02	11.01	10.68
$Y_m(m)$	12.37	12.35	12.34	12.34	12.34	12.34	12.34	12.34	12.34

Tableau IV.7. Les centres de masse de chaque niveau

7.3. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle

a-Excentricités théoriques:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet e_{xt} = |X_m - X_t| \\ \bullet e_{yt} = |Y_m - Y_t| \end{array} \right\}$$

Avec : X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse .

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>Niveau</i>	<i>e_{xt}(m)</i>	<i>e_{yt}(m)</i>
<i>RDC</i>	0,33	0,04
<i>1^{er} étage</i>	0,16	0,06
<i>2^{ème} étage</i>	0,16	0,07
<i>3^{ème} étage</i>	0,15	0,07
<i>4^{ème} étage</i>	0,14	0,07
<i>5^{ème} étage</i>	0,15	0,07
<i>6^{ème} étage</i>	0,12	0,07
<i>7^{ème} étage</i>	0,14	0,07
<i>8^{ème} étage</i>	0,47	0,07

Tableau IV.8. Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau

b-Excentricités accidentelles:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet e_{xa} = \max(5\% \times L_{x_{\max}}; e_{xt}) \\ \bullet e_{ya} = \max(5\% \times L_{y_{\max}}; e_{yt}) \end{array} \right\}$$

$$L_x = 23.50 \text{ m}, \quad L_y = 24.85 \text{ m}$$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>Niveau</i>	<i>e_{xa}(m)</i>	<i>e_{ya}(m)</i>
<i>RDC</i>	1,18	1,24
<i>1^{er} étage</i>	1,26	1,24
<i>2^{ème} étage</i>	1,26	1,24
<i>3^{ème} étage</i>	1,26	1,24
<i>4^{ème} étage</i>	1,26	1,24
<i>5^{ème} étage</i>	1,26	1,24
<i>6^{ème} étage</i>	1,26	1,24
<i>7^{ème} étage</i>	1,26	1,24
<i>8^{ème} étage</i>	1,26	1,24

Tableau IV.9. Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau**IV.8. Vérification des méthodes :****IV.8.1. Vérification de la période :**

D'après le RPA 99/ V2003. Les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- La période donnée par ROBOT est : $T_{xROBOT} = 0.53s$

$$T_{yROBOT} = 0.59s$$

- La période de la méthode statique équivalente est : $T_{xMSE} = 0.546s$

$$T_{yMSE} = 0.531s$$

$$1.3 \times 0.531 = 0.69s$$

$$T_{ROBOT} = 0.59 < 1.3 \times T_{MSE} = 0.69s \quad \checkmark \quad \text{C'est vérifié.}$$

IV.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après le RPA 99 /V 2003 la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8V$. Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces. déplacements. Moments...) dans le rapport $0,8 \times \frac{V}{V_t}$.

- L'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente est :

$$V_x = 3649,26 \text{ KN}$$

$$V_y = 3497,21 \text{ KN}$$

L'effort tranchant obtenu par ROBOT est : $V_{tx} = 3823,13 \text{ KN}$

$$V_{ty} = 3467,77 \text{ KN}$$

$$0.8V = 0.8 \times 3649,26 = 2919,41 \text{ KN}$$

$$0.8V = 0.8 \times 3497,21 = 2797,76 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 3823,13 \text{ KN} > 0.8 \times V = 2919,41 \text{ KN} \\ V_{ty} = 3467,77 \text{ KN} > 0.8 \times V = 2797,76 \text{ KN} \end{cases} \quad \checkmark \quad \text{C'est vérifié.}$$

IV.8.3. Calcul des déplacements :

- Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

Vérification des déplacements :

Selon l'article 4.43 du RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement (R= 3.5)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

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

$$\delta_{ek} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent. ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\text{Étage} : 1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306m$$

Niveau	hk(m)	$\Delta_k = R \times \delta_{ek}$		Vérification (Δ_k)	
		Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
RDC	4,59	0,307	0,338	0,307 < 4,59	0,338 < 4,59
1	3,4	0,418	0,484	0,418 < 3,40	0,484 < 3,40
2	3,06	0,470	0,549	0,470 < 3,06	0,549 < 3,06
3	3,06	0,542	0,627	0,542 < 3,06	0,627 < 3,06
4	3,06	0,587	0,665	0,587 < 3,06	0,665 < 3,06
5	3,06	0,610	0,672	0,610 < 3,06	0,672 < 3,06
6	3,06	0,614	0,658	0,614 < 3,06	0,658 < 3,06
7	3,06	0,607	0,629	0,607 < 3,06	0,629 < 3,06
8	3,06	0,591	0,595	0,591 < 3,06	0,595 < 3,06

Tableau IV.10. Tableau donne les déplacements Δ_k

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens. Donc les déplacements sont vérifiés.

Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$$P_k : \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i = k, \dots, n$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k)

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k)

K_f : Coefficient d'amplification des efforts de l'action sismique (M,N) calculé au moyen d'une analyse élastique de 1^{er} ordre.

Niveau	Wi (KN)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	V_k (KN)	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	θ
8	3172,33	4092,21	0,59	306	902,54	2418,50	276177,24	0,009
7	3237,13	8204,43	0,61	306	1604,03	4980,09	490833,18	0,010
6	3237,13	12308,46	0,61	306	2151,97	7557,39	658502,82	0,011
5	3237,13	16443,82	0,61	306	2602,46	10030,73	796352,76	0,013
4	3237,13	20579,75	0,59	306	2975,48	12080,31	910496,88	0,013
3	3310,57	24719,68	0,54	306	3276,85	13398,07	1002633,48	0,013
2	3310,57	28933,32	0,47	306	3517,81	13598,66	1076449,86	0,013
1	3310,57	33414,78	0,42	340	3711,07	13967,38	1261763,80	0,011
R.D.C	3310,57	38987,81	0,31	459	3823,13	11969,26	1754816,67	0,007

Tableau IV.11. L'effet P. Δ dans le sens x-x.

Niveau	Wi (KN)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	V_k (KN)	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	θ
8	3172,33	4 092,21	0,60	306	813,88	2434,86	249047,28	0,010
7	3237,13	8 204,43	0,63	306	1444,22	5160,59	441931,32	0,012
6	3237,13	12308,46	0,66	306	1942,98	8098,97	594551,88	0,014
5	3237,13	16443,82	0,67	306	2361,68	11050,25	722674,08	0,015
4	3237,13	20579,75	0,67	306	2709,64	13685,53	829149,84	0,017
3	3310,57	24719,68	0,63	306	2986,02	15499,24	913722,12	0,017
2	3310,57	28933,32	0,55	306	3203,58	15884,39	980295,48	0,016
1	3310,57	33414,78	0,48	340	3374,61	16172,75	1 147367,40	0,014
R.D.C	3310,57	38987,81	0,34	459	3467,77	13177,88	1 591706,43	0,008

Tableau IV.12. L'effet P. Δ dans le sens y-y

Le facteur θ suivant (x)=**0.013**<0.1 à tous les niveaux (k=1, n)

Le facteur θ suivant(y)=**0.017**<0.1 à tous les niveaux (k=1, n)

Les effets de second ordre (effet P- θ) peuvent être par conséquent négligés (Kf=1) conformément à l'article 5.9 des R.P.A 2003.

V.8.4. Vérification au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :
$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

a) X-X :

$$M_{resi} = W \times \frac{l}{2} = 38987.81 \times 11.75 = 458106.7675 \text{ kN.m}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times Z_i = 82043 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{resi}}{M_{renv}} = \frac{458106.7675}{82043} = 5.58 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Y-Y :

$$M_{resi} = W \times \frac{l}{2} = 38987.81 \times 12.425 = 484423.53925 \text{ kN.m}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times Z_i = 75139.2537 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{resi}}{M_{renv}} = \frac{484423.53925}{75139.2537} = 6.44 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens.

e) Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1 : RPA 99/ V2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, La vérification de l'effort normal de compression de calcul est estimée par la condition suivante :

$$\nu \leq 0,3$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Etage	Section m ²	f_{c28}	N_{rd} KN	ν	Vérification
RDC ;1 ;2	0.25	30	1744,71	0,233	CV

3 ;4 ;5	0.20	30	1108,14	0 ,182	CV
6 ;7 ;8	0.16	30	544,91	0,113	CV

Tableau IV.13. Vérification de l'effort normal réduit

Conclusion :

Après l'analyse sismique et dynamique de la structure suivant le logiciel Robot, on déduit les résultats suivants :

- ✓ Les modes de bâtiment sont vérifiés où les deux premiers modes sont des translations et le troisième est de torsion, avec la vérification des périodes de chaque mode ;
- ✓ La condition des efforts tranchant à la base ($V_{robot} > 0.8VMSE$) est vérifiée ;
- ✓ Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens : Donc les déplacements sont vérifiés ;
- ✓ Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être par conséquent négligés conformément à RPA 99 ;
- ✓ La stabilité de bâtiment au renversement est vérifiée dans les deux sens

CHAPITRE V

CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Introduction :

Le ferrailage des éléments principaux c'est-à-dire les éléments intervenants dans la résistance et à la stabilité de notre ouvrage aux différentes actions. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé

(CBA 93, BAEL91/99 et RPA99/V2003).

V.1.Ferrailage des poteaux**V.1.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" en tête et à la base dans les deux sens. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Une section est soumise à la flexion composée peut se calculer comme :

- Une section entièrement tendue (ET).
- Une section entièrement comprimée (EC).
- Une section partiellement comprimée (PC) et partiellement tendue (PT).

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les deux situations durable et accidentelle. et vérifié à l'état limité service « ELS »

		Selon BAEL91/99 (situation durable)	Selon RPA99/V2003 (situation accidentelle)
Combinaisons	ELU	1,35 G + 1,5 Q	G + Q ± E
	ELS	G + Q	0,8 G ± E

Tableau V.1. Combinaisons des charges

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

1. $N_{compression}^{max}, \text{Max}(M_y^{corr}, M_z^{corr})$
2. $N_{traction}^{max}, \text{Max}(M_y^{corr}, M_z^{corr})$
3. $\text{Max}(M_y^{max}, M_z^{max}), N^{corr}$

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

NB :

- ✓ Comme la section de poteau est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre M_y et M_z et on le généralise sur les quatre côtés de la section de poteau.

RSA2014 donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit

- ✓ Renverser les signes des efforts.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par RSA 2014, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

CAS		N (KN)	MY (KN,m)	MZ (KN,m)
Type 01	ELU(N _{max})	2326,09	-7,38	0,71
	ACC(M _{y,max})	457	-82,08	-10,68
	ACC(M _{z,max})	184,32	26,4	122,28
	ACC(N _{min})	-403,91	0,61	35
Type 01		N (KN)	MY (KN,m)	MZ (KN,m)
	ELU(N _{max})	1465,76	-27,72	-6,87
	ACC(M _{y,max})	332,7	-84,04	14,78
	ACC(M _{z,max})	234,18	-33,14	117,13
	ACC(N _{min})	-47,75	-30,31	-36,99
Type 03		N (KN)	MY (KN,m)	MZ (KN,m)
	ELU(N _{max})	544,91	-14,83	36,61
	ACC(M _{y,max})	97,07	-113,53	15,77
	ACC(M _{z,max})	37,91	27,17	-121,03
	ACC(N _{min})	-49,31	-26,9	2,55

Tableau V.2. Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

V.1.2. Recommandations selon RPA99/V2003 :

a) Armatures longitudinales : article 7.4.2

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8 % de la section du poteau en zone (IIa)
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \quad \text{Art7.4.2.1}$$

$$l' = 2h'$$

h_e : est la hauteur de l'étage

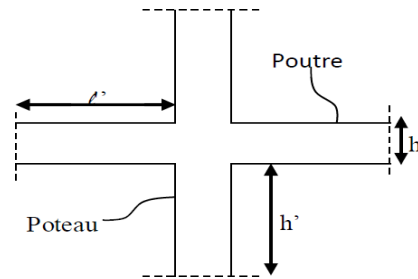


Figure V.1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

b) Armatures transversales : Article 7.4.2.2

- les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h : 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 égal 2,5 si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$, 3,75 si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

t : est l'espacement des armatures transversales, cet espacement est fixé comme suit pour la zone **IIa** :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$

- Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ par en % est donnée

comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad 0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b}\right)$$

Avec :

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : la longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t$.

V.1.3. Recommandations selon BAEL91/99 :

- **Pour une section entièrement comprimée**

$$A_{\min} = \left(4 \times \text{Périmètre (m)}; \frac{2 \times B}{100} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5 \times B}{100}$$

Avec :

B : section du béton = b h

- **Pour une section partiellement comprimée**

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

- **Pour une section entièrement tendue**

$$A_{s.\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

V.1.5. Exemple de Calcul

Les armatures longitudinales

On considère comme exemple de ferrailage détaillé de poteau (45x45) dont les paramètres suivants :

Section	N (KN)	M (KN.m)	C (cm)	d (cm)
50x50	2326.09	7.38	4	42

Tableau V.3. Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

- Vérification de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7.38}{2326.09} = 0.003m$$

$$e_0 = 0.32cm < \frac{h}{2} - d' = \frac{50}{2} - 4 = 21cm$$

L'effort de compression est inférieur à la pression entre les armatures

Vérifie la condition :

$$(0.337 - 0.81d')bh\sigma_{bc} \leq N_u(d - d') - M_1$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 7.38 + 2326.09 \left(0.46 - \frac{0.5}{2} \right) = 495.859 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } 2326.09(0.46 - 0.04) - 495.859 = 481.098 \text{ KN.m}$$

$$481.098 \text{ KN.m} < (0.337 - 0.81 \times 0.04) 0.5 \times 0.5 \times 17 \times 10^3 = 1294.55 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

La section est partiellement comprimée, le calcul est :

$$\begin{cases} A_1 = A_s' \\ A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}} = \frac{495.859 \times 10^3}{17 \times 50 \times 46^2} = 0.275$$

$$\mu = 0.275 < \mu_1 = 0.392 \quad A_2 \neq 0 \quad A_1 = 0$$

$$\mu = 0.275, \alpha = 0.411, \beta = 0.835$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{495.859 \times 10^3}{0.835 \times 46 \times 348} = 37.07 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = 37.07 - \frac{2326.09 \times 10}{348} = -29.77 \text{ cm}^2$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le **BAEL91/99** :

$$A_{s,\min} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{s,\min} \geq \max(2.5; 3.174) \Rightarrow A_{s,\min} \geq 3.174 \text{ cm}^2$$

La section maximal :

$$A_{\max} \leq \frac{5B}{100} = \frac{5(50 \times 50)}{100} = 125 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal selon **RPA99/V2003** pour la zone sismique **II-a** :

$$A_{\min.RPA} = 0.8\% B = 20 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal selon **RPA99/V2003** pour la zone sismique **II-a** :

$$A_{\max} = 3\% B = 75 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% B = 150 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

Les armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fera selon l'article **7.4.2.2** des règles **RPA99/V2003**, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

$$V_u = 65.01 \text{ KN}$$

Détermination de ρ_a : on doit calculer tout d'abord λ_g

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.59}{0.50} = 6.43 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5$$

Détermination des espacements des cadres :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \rightarrow$ donc on adopte **t=8 cm**
- Dans la zone courante : $t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \rightarrow$ donc on adopte **t=12 cm**

➤ **Calcul A_t :**

Zone nodale :

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h \times f_e} = \frac{0.08 \times 2.5 \times 0.06501}{0.50 \times 400} = 6.50 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **4HA8**

Ferraillage minimal :

$$\lambda_g \Rightarrow \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = \frac{2.01}{8 \times 50} = 0.50\% > 0.3\% \dots\dots\dots C.V$$

Zone courante :

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h \times f_e} = \frac{0.12 \times 2.5 \times 0.06501}{0.50 \times 400} = 9.7515 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.975 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **4HA8**

Ferraillage minimal :

$$\lambda_g \Rightarrow \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = \frac{2.01}{12 \times 50} = 0.33\% > 0.3\% \dots\dots\dots C.V$$

- ❖ Les résultats du ferraillage longitudinal pour tous les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	A_s (cm ²)
50x50	ELU	2326,09	7,38	4,00
	ACC	457	82,08	4,00
	ACC	184,32	122,28	5,30
	ACC	-403,91	35	8,20
45x45	ELU	1465,76	27,72	3,60
	ACC	332,7	84,04	3,60
	ACC	234,18	117,13	5.30

		ACC	-47,75	36,99	3.60
		ELU	544,91	36,61	3.20
	40x40	ACC	97,07	113,53	7.10
		ACC	37,91	121,03	8.40
		ACC	-49,31	26,9	3.20

Tableau V.4. Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

Pour cause de changement de sens de direction de séisme, on généralise le ferrailage le plus défavorable sur tous les cotes de poteau avec pris en considération de la condition de non fragilité et la section minimale d'armature imposée par le BAEL et le RPA, les résultats de choix de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	A_{scal} cm ²	$A_{min RPA}$ cm ²	A_{CNF} cm ²	Choix des barres	$A_{s,ado}$ cm ²	Observation
50x50	7,1	20	3.17	4HA20+4HA16	20,61	$A_{s,ado} > A_{min}$
45x45	5,4	16,2	2.54	4HA20+4HA14	18,72	$A_{s,ado} > A_{min}$
40x40	8,5	12,8	1,98	4HA16+4HA14	14,2	$A_{s,ado} > A_{min}$

Tableau V.5. Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

✓ **Vérification de pourcentage maximal d'armature :**

Pour éviter l'éclatement de béton on réalise le recouvrement des deux nappes d'armature de la même face de poteau dans des zones décalés, et on fait la vérification de pourcentage maximal d'armature, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	$A_{s,adop,ZC}$ cm ²	$A_{maxRPA,ZC}$ cm ²	Obs	$A_{s,adop,ZR}$ cm ²	$A_{maxRPA,ZR}$ cm ²	Obs
50x50	20,61	75	$A_{s,ado} < A_{max}$	20,61	150	$A_{s,ado} < A_{max}$
45x45	18,72	60.75	$A_{s,ado} < A_{max}$	18,72	121.5	$A_{s,ado} < A_{max}$
40x40	14,2	48	$A_{s,ado} < A_{max}$	14,2	96	$A_{s,ado} < A_{max}$

Tableau V.6. Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux

✓ **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par $L_r = 40\emptyset$

	T12	T14	T16	T20
L _r (cm)	48	56	64	80

Tableau VII.7. La longueur de recouvrement

⇒ Vérification des poteaux :

Exemple de vérification :

Vérification de la contrainte de cisaillement : D'après

BAEL91/99 (A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right)$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ (Situation Accidentelle)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{650.1}{50 \times 46} = 0.28\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \text{Min}(4\text{Mpa}; 5\text{Mpa}) = 4\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

D'après RPA99/V2003 (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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 4.59}{0.50} = 6.426 > 5 \text{ donc } \rho_d = 0.04$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = \frac{650.1}{50 \times 46} = 0.28\text{Mpa} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1.2\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence : BAEL91/99 (Art A.6.1, 3)

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su} = \bar{\psi} f_{c28}$$

$$\tau_{su} = \frac{0.06501}{0.9 \times 0.46 \times 0.452} = 0.347\text{Mpa} < \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.4 = 3.6\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (4 \times 3.14 \times 20) + (4 \times 3.14 \times 16) = 452,16\text{mm} = 0.452\text{m}$$

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
50x50	65,01	0,28	4	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	452,16	0,347	3,6	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
45x45	49,27	0,27	4	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	427,04	0,31	3,6	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
40x40	37,3	0,26	4	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376,8	0,31	3,6	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau V.8. Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poteau	l_f (m)	λ_g	P_d	V (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	OBS
50x50	3,213	6,426	0,04	65,01	0,28	1,2	Vérifier
45x45	2,142	4,76	0,075	49,27	0,27	2,25	Vérifier
40x40	2,142	5,355	0,04	37,3	0,26	1,2	Vérifier

Tableau V.9. Vérification des contraintes tangentielles

⇒ Vérification à L'ELS :

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

a) Calcul de l'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

b) Calcul de la position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

c) Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Avec $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{inf} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} ; \quad \sigma_{sup} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable ($N_{ser}; M_{ser,corr}$) et ($M_{ser,max}; N_{corr}$), on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de ($N_{ser,max}; M_{ser,corr}$), les résultats obtenue sont résumer dans le tableau suivant :

	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	e_{ser} c m	Nature	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
50x50	1678,65	9,07	1,52	EC	1,05	3,4	18	CV
45x45	1059,48	21,48	1,52	EC	1,05	3,4	18	CV
40x40	520,67	22,36	0,13	EC	2,77	7,04	18	CV

Tableau V.10. Les résultats de vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.

- ✓ **Etat limite de déformation :** 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 au flambement :**

Section	L (m)	L _f (m)	I _{xx} =I _{yy} (m ⁴)	B (m ²)	i (m)	λ	$\lambda \leq 50$
50x50	4,59	3,21	5,21x10 ⁻³	0,2304	0,15	21,4	CV
45x45	3,06	2,14	3,42x10 ⁻³	0,1849	0,14	15,2 9	CV
40x40	3,06	2,14	2,13x10 ⁻³	0,1444	0,13	16,46	CV

Tableau V.11. Vérification de flambement des poteaux

• Ferrailage transversale

Poteau	Vu (KN)	S _{t;Zn} (cm)	S _{t;Zc} (cm)	λ_g	ρ_a	A _{t,Zn} (cm ²)	A _{t,Zc} (cm ²)	Choix	A _s adopté (cm ²)
50x50	65,01	8	12	6,426	2,5	0,62	0,93	4HA8	2,01
45x45	49,27	8	12	4,76	3,75	0,80	1,19	4HA8	2,01
40x40	37,3	8	12	5,355	2,5	0,52	0,78	4HA8	2,01

Tableau V.12. Tableau récapitulatif des armatures transversales

V.1.6. Schémas des ferrillages des poteaux :

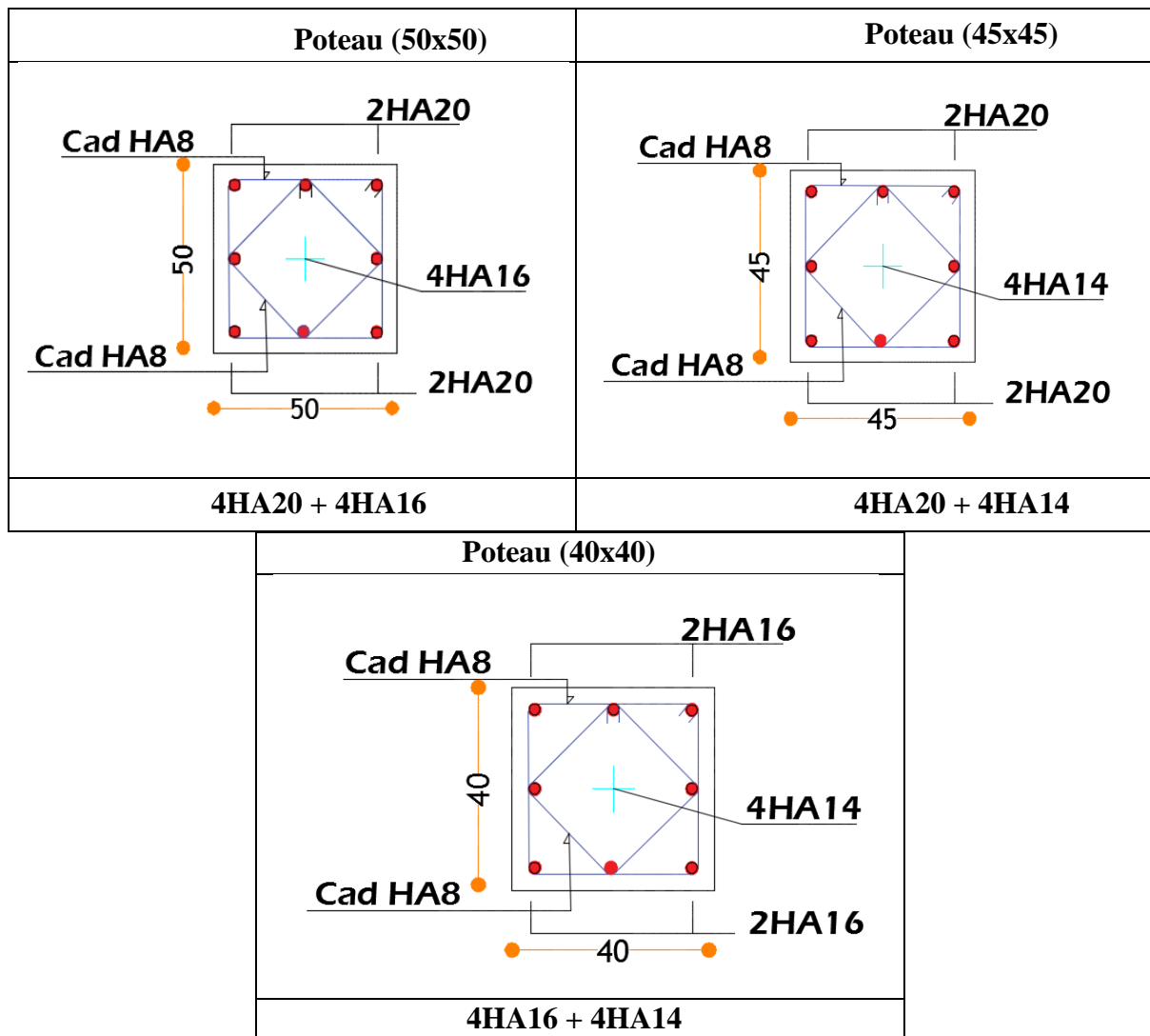


Figure V.3. Schéma de ferrillage des poteaux

V.2. Ferrailage des poutres

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables

⇒ **Les combinaisons de calcul :**

$$\text{Selon le BAEL91/99} \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA99/V2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

V.2.2.Recommandations du RPA99/V2003 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.b. St$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$St = \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_l \right) \text{ en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante.}$$

Avec :

\varnothing_l : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à

5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V.2.3. Exemple de calcul

V.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales :

a) Ferrailage en travée

$$M_u = 75.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 53.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{75.51 \times 10^3}{30 \times (41.5)^2 \times 17} = 0.086$$

$$0.086 < 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée} \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.113$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 39,63 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{\times 10^3}{Z \times \sigma_s} = \frac{75.51 \times 10^3}{39,63 \times 348} = 5.47 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage sur appuis

Le calcul de ferrailage en appuis se fait sous la combinaison fondamentale (1,35G+1,5Q)

$$M_u = 132,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 94.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{132,38 \times 10^3}{30 \times (41.5)^2 \times 17} = 0.150$$

$$0.150 < 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée} \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.205$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 38,097 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{\times 10^3}{Z \times \sigma_s} = \frac{132,38 \times 10^3}{38,097 \times 348} = 9.985 \text{ cm}^2$$

c) Conclusion des résultats trouvés

$$\text{En travée : } A_s = 5.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appui : } A_s = 9.985 \text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 41.5 \times \frac{2.4}{400} = 1.71 \text{ cm}^2$$

b) Pourcentage exigé par RPA99/V 2003 (Art 7.5.2.1)

$$A_s \text{ RPA min} = 0,005 * 30 * 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0,04 * 30 * 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0,06 * 30 * 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement)}$$

c) Vérification à L'ELU :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_{u,\max} = 84.19 \text{ KN}$$

$$Et : \tau_u = \frac{V_{u,\max}}{b \times d} = \frac{84.19 \times 10^3}{300 \times 415} = 0.676 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.676 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = \frac{84.19 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.415 \times \left[(3.14 \times 3 \times 0.016) + (3.14 \times 3 \times 0.014) \right]} = 0.80 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = 0.80 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{su} = 3.60 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

d) Vérification à ELS

Vérification de contrainte

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$Y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

$$Y = 15 \frac{10.65}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{30 \times 41.5 \times 10.65}{7.5(10.65)^2}} - 1 \right) = 16.362 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times 16.362^3}{3} + 15 \times 10.65(41.5 - 16.362)^2 = 144753,465 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 10.67 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa.}$$

➤ Vérification de la flèche

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0,075 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10M_{0,ser}} \right) \Rightarrow (0.075 > 0,038) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.004 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

V.2.3.2. Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91/99 :

$$A_t \geq \frac{0.4b \times S_t}{f_e}$$

La section minimale A_t doit vérifier :

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$;

On adopte les espacements suivants $S_t = 20\text{cm}$

$$\text{Donc : } A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.6\text{cm}^2$$

Diamètre des armatures d'âme

Recouvrement de la zone nodale : $L' = 2 \times h$ Poutre principale : $L' = 2h = 2 \times 0,45 = 0,9 \text{ m}$

Poutre secondaire : $L' = 2h = 2 \times 0,40 = 0,8 \text{ m}$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{\text{Min}} \right\} = 1,28 \text{ cm} . \text{ Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

b) Selon le RPA99/V2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$

L'espacement maximal :

– En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_t)$; On adopte $S_t = 10\text{cm}$

– En zone courante : $S_t \leq h/2$; On adopte $S_t = 15\text{cm}$

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

$$S_t (\text{adopté}) = \text{Min} \{ S_{t,BAEL} ; S_{t,RPA} \}$$

→ En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

→ En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

Le choix des barres est le suivant : $4\Phi 8$: $A_t = 2,01\text{cm}^2$

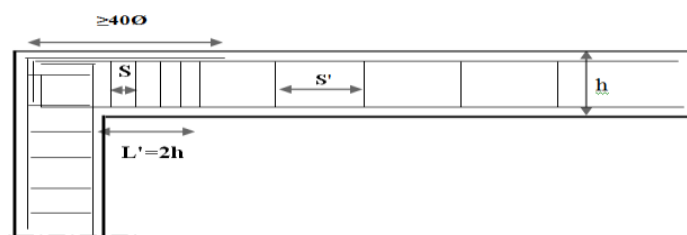


Figure V.4 : Recouvrement de la zone nodale Tableau

Diamètre Ø (mm)	Longueur L (cm) = 40 Ø
Ø12	48
Ø14	56
Ø16	64

TableauV.13. La longueur minimale de recouvrement.

Désignation			Armature calculée	
			A _t Armature tendue	A' Armature comprimée
<i>Poutre principale (30*45)</i>	<i>type 01</i>	<i>Appuis</i>	0	10,10
		<i>Travée</i>	5,6	0
<i>Poutre principale (30*45)</i>	<i>type 02</i>	<i>Appuis</i>	0	10,2
		<i>Travée</i>	5,4	0
<i>Poutre principale (30*45)</i>	<i>type 03</i>	<i>Appuis</i>	0	8,4
		<i>Travée</i>	5,1	0

Désignation			Armature calculée	
			A _t Armature tendue	A' Armature comprimée
Poutre secondaire (30*40)	type 01	Appuis	0	3,6
		Travée	2,1	0
Poutre secondaire (30*40)	type 02	Appuis	0	4,9
		Travée	3	0
Poutre secondaire (30*40)	type 03	Appuis	0	4,6
		Travée	2	0

Tableau V.14. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres

Désignation			A _{min}		Barres choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement[cm]
			BAEL	RPA			
Poutre principale (30*45)	type 01	Appuis	1,68	6,75	3HA16+3HA14	10,65	48
		Travée	1,68	6,75	3HA14+2HA12	6,88	48
Poutre principale (30*45)	type 02	Appuis	1,68	6,75	3HA16+3HA14	10,65	48
		Travée	1,68	6,75	3HA14+2HA12	6,88	48
Poutre principale (30*45)	type 03	Appuis	1,68	6,75	3HA16+2HA14	9,11	48
		Travée	1,68	6,75	3HA14+2HA12	6,88	48

Tableau V.15: Les barres choisies pour les poutres principales.

Désignation			A _{min}		Barres choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement[cm]
			BAEL	RPA			
Poutre secondaire (30*40)	type 01	Appuis	1,5	6	5HA12	5,65	48
		Travée	1,5	6	3HA12	3,39	48
Poutre secondaire (30*40)	type 02	Appuis	1,5	6	5HA12	5,65	48
		Travée	1,5	6	3HA12	3,39	48
Poutre secondaire (30*40)	type 03	Appuis	1,5	6	5HA12	5,65	48
		Travée	1,5	6	3HA12	3,39	48

Tableau V.16: Les barres choisies pour les poutres secondaires.

Section	Contrainte de cisaillement			
	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ _u (MPa)	OBS
P.P	86.25	0.69	4	τ _u < τ _u
P.S	68.43	0.63	4	τ _u < τ _u

Tableau V.17. Tableau récapitulatif de vérification de contrainte de cisaillement des Poutres.

Section	Localisation	Contrainte d'adhérence			
		Σ U _i (m)	τ _{Su} (MPa)	τ _{Su} (MPa)	OBS
P.P	Travée	0,282	0,85	3,60	τ _{Su} < τ _{Su}
	Appui	0,170	1,41	3,60	τ _{Su} < τ _{Su}
P.S	Travée	0,188	1,12	3,60	τ _{Su} < τ _{Su}
	Appui	0,113	1,87	3,60	τ _{Su} < τ _{Su} C

Tableau V.18. Vérification de contrainte d'adhérence des poutres.

Section	Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPA	$\bar{\sigma}$ MPA	OBS
P.P	En Travée	53.85	12,70	87141,24	7,85	18	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_x$
	Sur Appui	95.42	16,10	136841,57	11,23	18	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_x$
P.S	En Travée	27.45	9,50	44283,16	5,89	18	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_x$
	Sur Appui	43.20	10,70	55648,53	8,31	18	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_x$

Tableau V.19. Vérification de contrainte dans le béton des Poutres à l'ELS.

Poutre	Condition 1	Condition 2	Condition 3	OBS
P.P	0,075 > 0,0625	0,0564 ≤ 0,0625	0,0048 ≤ 0,0105	C.V
P.S	0,08 > 0,0625	0,0623 ≤ 0,0625	0,003 ≤ 0,0105	C.V

Tableau V.20. Vérification de la flèche.

Section	Espacement		Armature transversales		
	Zone courante	Zone nodale	A_t (cm ²)	Choix	A_t ,adopté
Poutre principale	15	10	1,35	4Ø8	2,01
Poutre secondaire	15	10	1,35	4Ø8	2,01

Tableau V.21. Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres.

V.2.4. Schémas des ferrillages des poutres

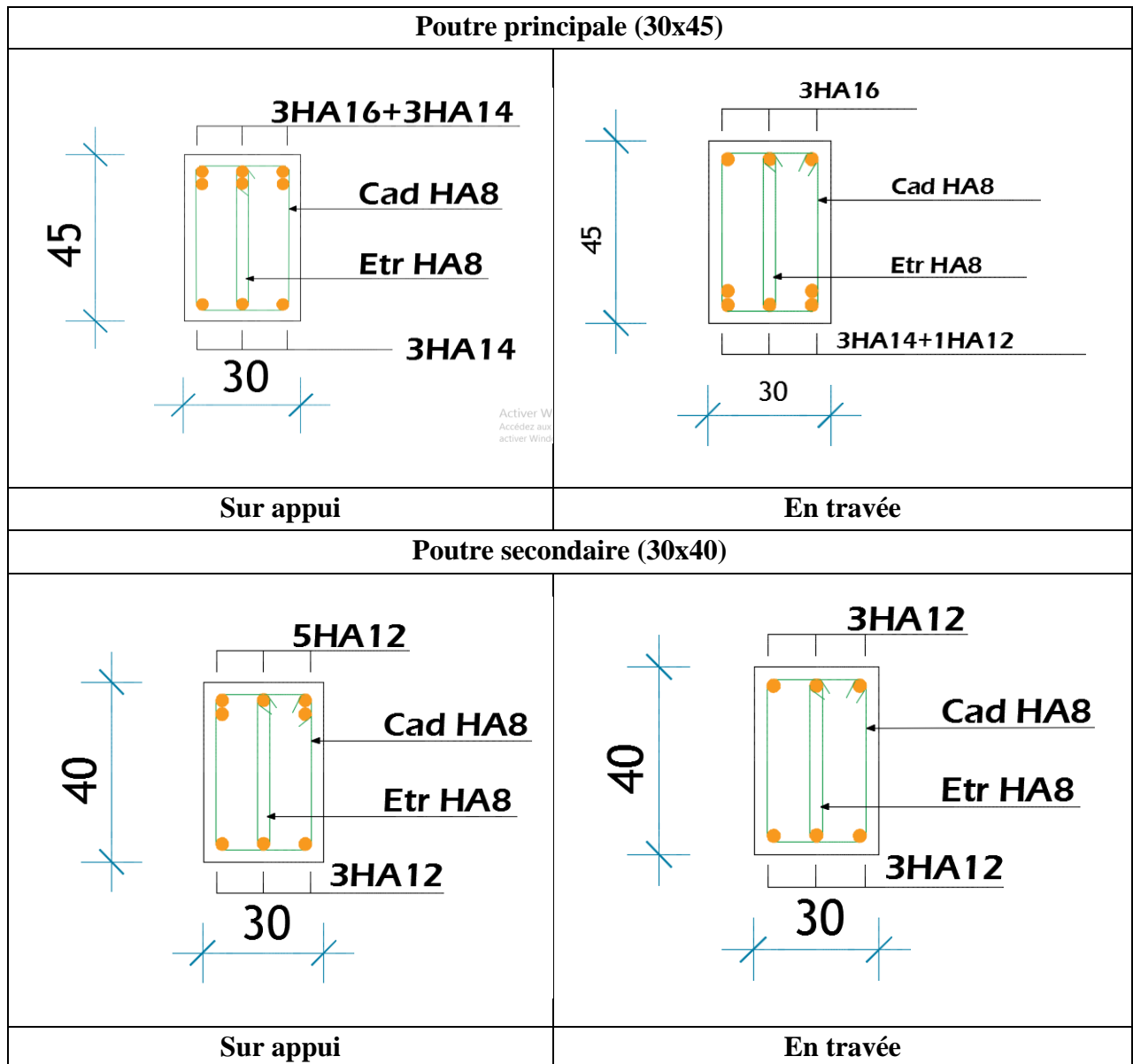


Figure V.4. Schéma de ferrillage des poutres

V.5. Ferrailage des voiles

V.5.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91/99** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003** Sous l'action des forces horizontales dues aux séismes 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.

Pour faire face à ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles (type 1 L = 2m et type deux L = 1 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 I** : RDC + 1ère étage+2ème étage.
- **Zone II**: 3ème étage + 4ème étage + 5ème étage.
- **Zone III** : 6ème étage + 7ème étage + 8ème étage.

V.5.2. Recommandations du RPA99/V2003 :

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/V2003**

- ✓ 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.

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 épingle 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T=1.4V_u$$

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 $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.5.3. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Situation durable

$$\text{Selon le BAEL 91 / 99} \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Situation accidentelle

$$\text{Selon le RPA 99 / 2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

V.5.4. Calcul du ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon

RPA 99/V 2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{compression}^{max} ; M_{corr}$
2. $N_{traction}^{max} ; M_{corr}$
3. $M_{max} ; N_{corr}$

V.5.4.1. Présentation de la méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

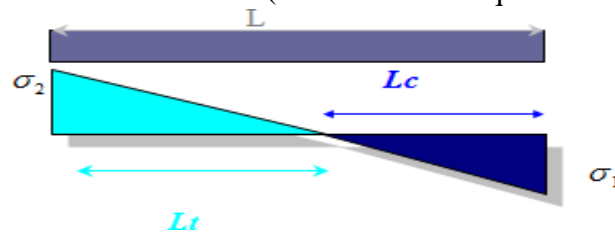


Figure V.5 : Contraintes des voiles.

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

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.

NB : L'RSA donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

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.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B \times f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte

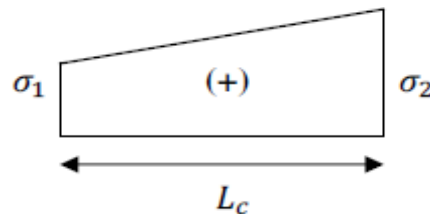


Figure V.6: Section entièrement comprimée.

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.

$$L_t = L$$

$$A_v = F / f_e$$

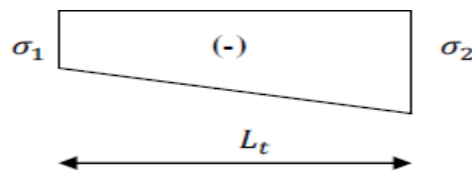


Figure V.7: Section entièrement tendu.

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 .

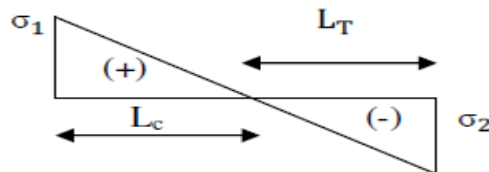


Figure V.8: Section partiellement comprimée.

V.5.4.2. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone I)
de ($L = 5\text{ m}$; $e = 0,20\text{ m}$)

➤ Détermination des sollicitations :

$$N = -1367,99\text{ KN}$$

$$M = -294,06\text{ KN.m}$$

$$V = 26,5\text{ KN}$$

$$B = L \times e = 1\text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 5^3}{12} = 2,083\text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 2,5\text{ m}$$

D'où

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-1367,99}{1} + \frac{-294,06 \times 2,5}{2,083} = -1720,86\text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-1367,99}{1} - \frac{-294,06 \times 2,5}{2,083} = -1015,118\text{ KN / m}^2$$

⇒ la section du voile est entièrement tendu.

$$L_c = 5\text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times e \times L_c = \frac{1720,86 + 1015,118}{2} \times 0,2 \times 5 = 1367,99\text{ KN}$$

➤ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{1367,99 \times 10}{400} = 34,20 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale :**

$$A_{\min} = 0.2\% \times e \times L_r$$

e : épaisseur du voile.

L_c : longueur de la section comprimée.

$$A_{\min} = \frac{0.2 \times 20 \times 500}{100}$$

$$A_{\min} = 20 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 26.5}{400} = 1,02 \text{ cm}^2$$

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.

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 11HA12**

($A_s = 12,44 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 21HA20**

($A_s = 23,75 \text{ cm}^2$) Donc A_s adopté :

$A_s = \text{cm}^2$

➤ **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5 \times e; 30) = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

Armatures horizontales :

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{36,19}{4} = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{HRPA} = 0.15\% B = 0.15 \frac{1 \times 10^4}{100} = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max \left(\frac{A_v}{4}, A_{HRPA} \right) = 15 \text{ cm}^2$$

➤ **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 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 30 = 6Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 26.5 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 5} = 0.06Mpa \leq \bar{\tau}_b$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ condition vérifiée

▪ **Selon le BAEL :**

$$\tau_u = \frac{26.5 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 5} = 0.043Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right) = 3Mpa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18Mpa$$

$\sigma_{bc} = 5,29Mpa$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

ZONE	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
Zone I	1109,87	440,88	1638,926	580,814	SEC	5	/	1 109,87	27,75
Zone II	802,33	-173,79	593,782	1010,878	SEC	5	/	802,33	20,06
Zone III	475,5	770,68	1400,316	-449,316	SPC	3,79	1,21	224,66	5,62

Tableau V.16.Ferrailage verticale du voile type 1.

Zone	Av cm ²	A _{min} cm ²	A _{adop} cm ²	Zone courant	St Cm	Zone D'about	St cm	A _H cm ²	A _{Hadop} cm ²	choix/ 1ml	St cm
1	27,75	20	23,75	21HA12	20	11HA12	10	5.13	5.65	5HA12	20
2	20,06	20	23,75	21HA12	20	11HA12	10	5.13	5.65	5HA12	20
3	5.62	20	23,75	21HA12	20	11HA12	10	5.13	5.65	5HA12	20

Tableau V.17.Choix des barres verticale du voile type 01.

ZONE	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
Zone I	-1367,99	-294,06	-1720,86	-1015,12	SET	5	/	1367,99	34,20
Zone II	-984,31	1740,24	1103,98	-3072,59	SPC	1,32	3,68	1130,22	28,26
Zone III	-44,16	-826,7	-977,97	892,22	SPC	2,69	2,46	263,37	6,58

Tableau V.18: Ferrailage verticale du voile type 2.

Zone	Av cm ²	A _{min} cm ²	A _{adop} cm ²	Zone courant	St cm	Zone D'about	St cm	A _H cm ²	A _{Hadop} cm ²	Choix/ 1ml	St cm
1	34.20	20	23,75	21HA12	20	11HA12	10	5.13	5.65	5HA12	20
2	28.26	20	23,75	21HA12	20	11HA12	10	5.13	5.65	5HA12	20
3	6.58	20	23,75	21HA12	20	11HA12	10	5.13	5.65	5HA12	20

Tableau V.19: Choix des barres verticales du voile type 02.

Voile	Zone	Vérification de contraintes de cisaillement							Vérification à l'ELS			
		V (KN)	τ_b	$\overline{\tau_b}$	OBS	τ_u	$\overline{\tau_u}$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
Type 1	1	774,7	1,21	6	cv	0,86	3	cv	2817,94	2,46	18	Cv
	2	971,59	1,51	6	cv	1,08	3	cv	2022,9	1,83	18	Cv
	3	447,33	0,70	6	cv	0,50	3	cv	1065,08	0,97	18	Cv
Type 2	1	1023,88	1,55	6	cv	1,10	3	cv	1617,06	1,30	18	Cv
	2	1339	2,02	6	cv	1,44	3	cv	1141,77	1,00	18	Cv
	3	737,9	1,11	6	cv	0,80	3	cv	779,95	0,40	18	Cv

Tableau V.20. Les vérifications à l'ELS et de contrainte de cisaillement.

V.5.4.3. Schéma de ferrailage de voile

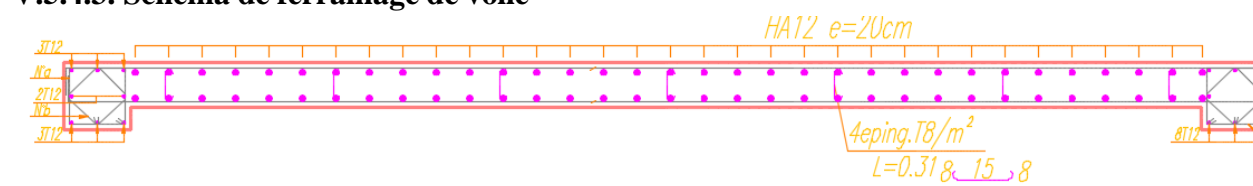


Figure V.9 :Schéma de ferrailage de voile



CHAPITRE VI

Etude de
l'infrastructure

VI.1- Introduction

La fondation est la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises les charges de l'ouvrage (poids propre, surcharges d'utilisation, poussée du vent, poussée des terres, actions d'origine sismique...). La connaissance des sollicitations engendrées par ces actions et celles du sol de fondation permet de définir le type et les dimensions des fondations. D'une façon générale, les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Prendre toutes les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon sûre et la stabilité de l'ouvrage.

Nous pouvons classer les fondations selon leur mode d'exécution et leur profondeur en :

- **Fondations superficielles**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante, elles sont réalisées près de la structure (semelle isolée, semelle filante et radier)

- **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI.2- Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- L'aspect économique.
- L'importance de la superstructure.
- La facilité de l'exécution.

Pour le choix du type de fondation, nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir le type de fondation. La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{\sum N_{\text{ser}}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{\sum N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$\sum N_{\text{ser}}$: la somme des efforts normaux apportés par

poteaux et voiles à la base à L'ELS "N_{ser}"

$$\sum N_{ser} = 45010,60 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ Mpa}$$

$$S_{semelle} = \frac{45010,60 \times 10^{-3}}{0,2} = 225,053 \text{ m}^2$$

$$S_{batiments} = L_x \times L_y = \times = 415,495 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiments}} = \frac{225,053}{415,495} = 54,16\% > 50\%$$

Remarque : La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est 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-Prédimensionnement du radier :

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Inexiste deux principaux types de radier général :

- **Le radier général épais :** il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges sont descendues par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.
- **Le radier général nervuré :** ce type de radier général constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutre principales relié par des goussets de poutres secondaires, et éventuellement de poutrelles. Le tout supporte la réaction du sol appliquée aune dalle inférieure en béton armé.

Dansoteras, on adopte ra **un radier nervuré** (plus économique que pratique).

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier doit satis faire les conditions suivantes :

❖ Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{max} : plus Gran de distance entre deux files parallèles

L_e : longueur élastique (hauteur du libage), avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité (E=32164,195MPa)

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raide urdu sol (K=40MN/m³=40000KN/m³) (Sol de densité moyenne)

B : largeur du radier (bande de 1m) avec : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Dou:

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0.795 \text{ m}$$

❖ Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante

$$\frac{L_{\max}}{8} < h_r < \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux, L_{max}=6.00m

D'où : $75 \text{ cm} \leq h_r \leq 120 \text{ cm}$.

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r=90\text{cm}=0.90 \text{ m}$.

❖ Condition décoffrage :

- Pour la nervure :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = 60\text{cm} \text{ soit } h_r = 90\text{cm}$$

$$b \geq \frac{h_r}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \text{ soit } b=50 \text{ cm}$$

NB : il faut qu'El la largeur des nerve redois ventre supérieure à la plus Gran de côté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieur de la nervure et assure la transmission des charges au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

- Pour la dalle

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L_{\max}}{20} = 30 \text{ cm} \text{ soit } h_{\text{dalle}} = 45 \text{ cm}$$

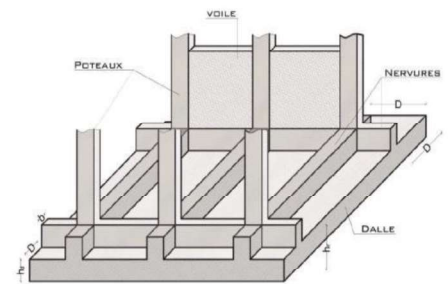


Figure.VI.1. Schéma de radier

Pour les nervures : $e = 90 \text{ cm}$

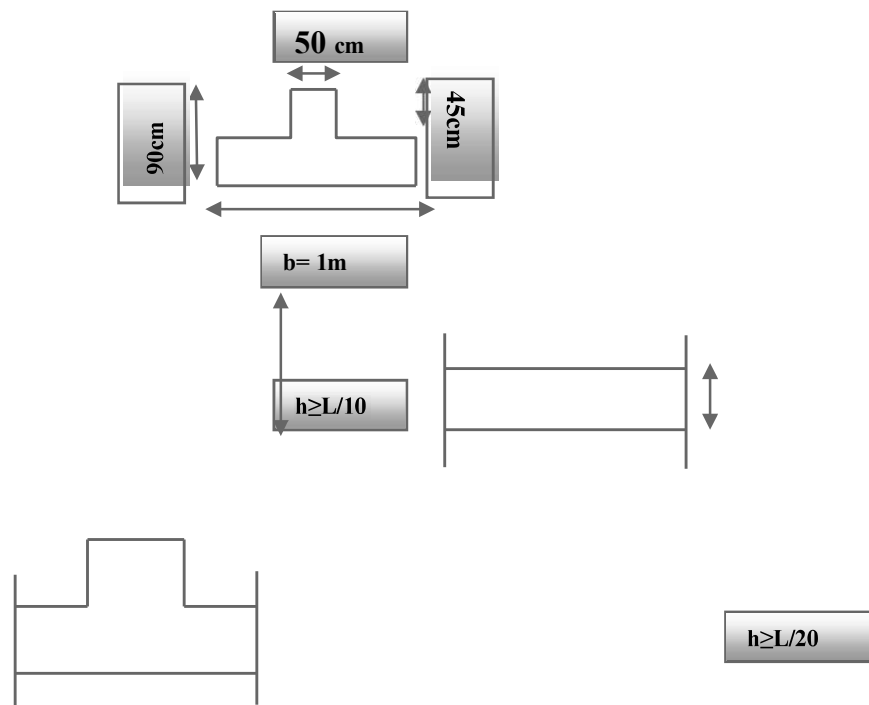


Figure.VI.2. Dimension du radier nervuré

b) Calcul de surface minima a le radier:

La surface de radier doit a ti s fait la condition suivante:

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{ser} = 45010,60 \text{ KN}$$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$D' \text{ où: } S_{rad} \geq \frac{45010,60}{200} = 225,053 \text{ m}^2$$

$$O \text{ na: } S_{bat} = 415.495 \text{ m}^2$$

La surface totale de bâtiment est de ($S = 415.495 \text{ m}^2$), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum.

❖ **Le calcul de D(débordement):**

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30cm\right) = 45cm \rightarrow D = 50cm$$

$$S_{radier} = 415.495 + S_{débord} \rightarrow S_{Déb} = D \times P$$

Avec: P=périmètre de l'immeuble

$$S_{Déb} = D \times 2 \times (a + b) = (0.5 \times 2 \times 95.3) = 48,35m^2$$

$$S_{radier} = 415.495 + 47,65 = 463,145 m^2$$

c) Détermination des efforts:

o Détermination des charges et des sur charges :

$$G_{Superstructure} = 37482,12 \text{ kN} ; Q_{Superstructure} = 7528,49 \text{ kN}$$

$G_{infrastructure}$:

▪ Poids du voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 47.65 m avec une hauteur de 1,8 m :

$$G_{vp} = L \times h \times e \times 30 = 47.65 \times 1.8 \times 0.2 \times 30 = 514,62 \text{ KN}$$

▪ Poids du radier :

$$G_{radier} = G(dalle) + G(nervure)$$

$$G_{radier} = (S_{rad} \times h \times 30) + (b \times h \times 30 \times \sum(L_x + L_y))$$

$$G_{radier} = (463,145 \times 0.45 \times 30) + (0.50 \times 0.90 \times 30 \times 238,27) = 3216,645 \text{ KN}$$

▪ Poids du remblai :

$$G_{remblai} = 18 \times S \times (h_r - h_d) = 18 \times 463,145 \times 0.45 = 3751,4745 \text{ KN}$$

$$G_{infrastructure} = G_{radier} + G_{vp} + G_{remblai} = 7482,74 \text{ KN}$$

$$G_{totale} = G_{superstructure} + G_{infrastructure} = 37482,12 + 7482,74 = 44964,86 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = 1,5 \times S_{radier} = 1,5 \times 463,145 = 694,717 \text{ KN}$$

$$Q_{totale} = Q_{superstructure} + Q_{radier} = 8223,2075 \text{ KN}$$

o Les combinaisons de calcul :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 73037,37 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 53188,067 \text{ KN}$$

d) Vérification de la surface de radier :

$$Al' ELU: \quad S_{radier} = 463,145 m^2 > \frac{N_u}{1,33\sigma_{sol}} = 274,576 m^2$$

$$Al' ELS: \quad S_{radier} = 463,145 m^2 > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 265,94 m^2$$

e) Caractéristiques géométriques du radier :

o Détermination du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

(X_i, Y_i) : Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont:

$$X_G = 10.76 \text{ m}$$

$$Y_G = 12.36 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{sup} = 11.00 \text{ m}$$

$$Y_{sup} = 12.34 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |10.67 - 11| = 0.33 \text{ m}$$

$$e_y = |12.36 - 12.34| = 0.02 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie:**

Le moment d'inertie de radier se calcule comme suit:

$$I_{xx} = \sum \frac{L_x L_y^3}{12} = 75186.661 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum \frac{L_y L_x^3}{12} = 61735.331 \text{ m}^4$$

f) Vérification du radier:

○ **Vérification au poinçonnement:**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante (C.B.A art A.5.2.4.2) :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

μ_c : Périmètre du contour cisailé.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U h : Epaisseur totale du radier.

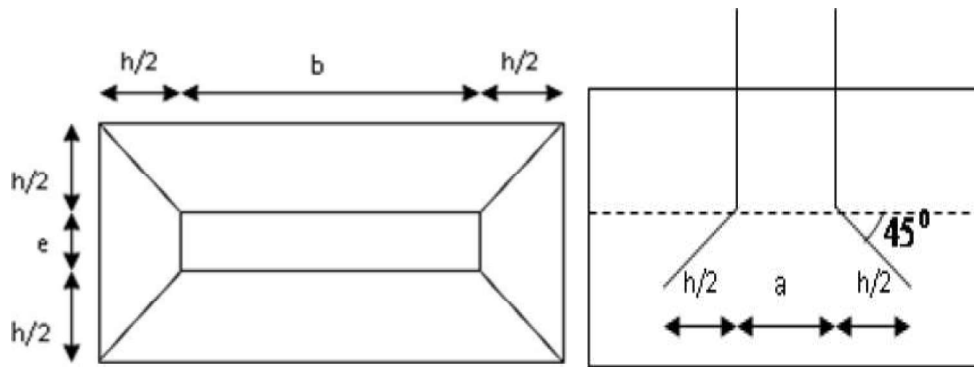


Figure.VI.3. Schéma de transmission des charges

✓ **Sous voiles:**

$N_u = 3957,69 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h_r) = 2(0.2 + 5 + 2 \times 0.90) = 14 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{\gamma_b \times N_u}{f_{c28} \times 0.045 \times \mu_c} = \frac{1.5 \times 3957,69 \times 10^{-3}}{30 \times 0.045 \times 14} = 0.314 \text{ m}$$

$h = 0.314 \text{ m} < 0.90 \text{ m} \dots\dots\dots C.V$

✓ **Sous poteaux:**

$N_u = 2326,09 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r) = 2(0.50 + 0.50 + 2 \times 0.90) = 5.6 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{\gamma_b \times N_u}{f_{c28} \times 0.045 \times \mu_c} = \frac{1.5 \times 2326,09 \times 10^{-3}}{30 \times 0.045 \times 5.6} = 0.461 \text{ m}$$

$h = 0.461 \text{ m} < 0.90 \text{ m} \dots\dots\dots C.V$

• **Conclusion:**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

○ **Vérification sous l'effet de la pression hydro statique :**

La vérification, du radier sous l'effet de la pression hydro statique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F \times \gamma_s \times Z \times S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bau}} + W_{\text{radier}} + W_{\text{vp}} + W_{\text{remblai}} = 37482,12 + 3216,645 + 514,62 + 3751,474 = 44964,86 \text{ KN}$$

F_s : Coefficient des écurité vis-à-vis du renversement pris égale à 1,5

γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m^3

Z : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur $h = 2 \text{ m}$

S : surface de radier = 463,145 m²

D'où: $W = 44964,86 > 1,5 \times 10 \times 2 \times 463,145 = 13894,35 \text{ kN} \Rightarrow C.V$

Donc On conclue que la présence de l'eau ne causera pas d'instabilité pour la structure

○ **Vérification au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1.2.1.1)** :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \geq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa} \text{ a pour une fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis-à-vis l'ELU.

$$V_u = \frac{q \times L}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 m

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}} = \frac{73037,37 \times 1}{463,145} = 157,698 \text{ KN / ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{157,698 \times 6}{2} = 473,096 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{V_u}{b \times 0,9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{473,096 \times 10^{-3}}{0,9 \times 1 \times 3} = 0.175 \text{ m}$$

$$\tau_u = 1.168 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

Donc le radier ne risque pas de cisailer

○ **Vérification de la stabilité au renversement du radier :**

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ dosimètres périéurauco efficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} < 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante:

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec:

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre VI

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas $h=2\text{m}$

$$M_{sta,x} = 0,8 \times W \times b_x = 0,8 \times 38987,81 \times 11,75 = 366485,414 \text{ KN.m}$$

$$M_{sta,y} = 0,8 \times W \times b_y = 0,8 \times 38987,81 \times 12,425 = 387538,831 \text{ KN.m}$$

Et:

$$M_{Ren,x} = 82043 + 3823,13 \times 2 = 89689,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 75139,2537 + 3467,77 \times 2 = 82074,7937 \text{ KN.m}$$

Donc:

$$\frac{M_{sta,x}}{M_{Ren,x}} = 4.08 > 1,5$$

$$\frac{M_{sta,y}}{M_{Ren,y}} = 4.72 > 1,5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure 1,5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens. **Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité é de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,5\sigma_{adm}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M \times V}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M: Moment d'excentricité du seaux charges verticales: $M=Nxe$

B : surface totale du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radie rets l'extrémité de la structure. I : moment d'inertie du radier.

Les resulta Ts obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1. Vérification des contraintes des loseuse radier

	ELU		ELS	
	Sens XX	SensYY	SensXX	SensYY
N(kN)	72950,25	72950,25	53188,03	53188,03
E(m)	0,33	0,02	0,33	0,02
M (kN. m)	24073,583	1 459,005	17 552,050	1 063,761
V(m)	10,76	12,36	10,76	12,36
I(m ⁴)	75186.661	61735.331	75186.661	61735.331
B (m ²)	463.145	463.145	463.145	463.145
$\sigma_1(kN/m^2)$	160,956	157,803	117,353	115,054
$\sigma_2(kN/m^2)$	154,065	157,219	112,329	114,628

(kN/m ²)	159,233	157,657	116,097	114,947
1,5(kN/	300	300	300	300
Vérification	cv	cv	cv	Cv

VI.1.1- Ferrailage du radie renervurée :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

VI.1.1.1- Ferrailage de la dalle:

Le ferrailage de la dalle du radier fait à la flexion simple entravée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables,

➤ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir début sil panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0,4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0,4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec:

L_x : Le petit portée de panneau

L_y : La gran de portée de panneau

Pour faire les calculs son prend le panneau le plus défavorable :

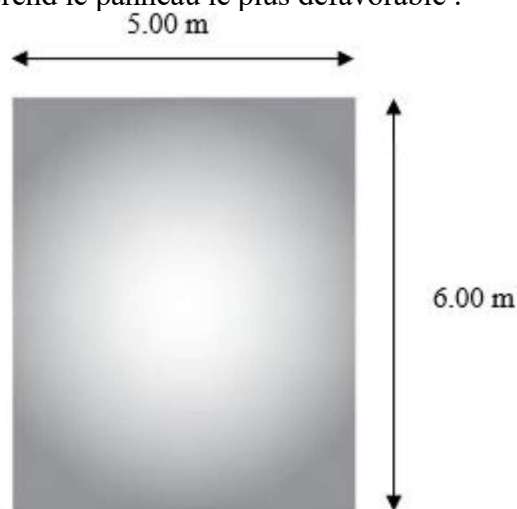


Figure. VI.4. Le panneau le plus sollicité

$$L_x = 5.00 \text{ m}; L_y = 6.00 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{6} = 0.833$$

Donc : donc le panneau porte dans les deux sens

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_x \times M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est en cas tré aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée:

$$\text{En travée: } M_{tx} = 0,75M_x$$

$$\text{En appuis: } M_{ax} = -0,5M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée:

$$\text{En travée: } M_{ty} = 0,75M_y$$

$$\text{En appuis: } M_{ay} = -0,5M_x$$

Evaluation des Charges et Surcharges :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{73037.37}{463,145} = 157.698 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{53188.067}{463,145} = 114.841 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Donc les moment à l'ELU:

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0517 \times 157.698 \times 5^2 = 203,824 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_x \times M_x = 0,6678 \times 203,824 = 136,114 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$M_x = \mu_x \times q \times L^2 = 0.0586 \times 114.841 \times 5^2 = 168,242 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.7655 \times 168,242 = 128,789 \text{ KN.m}$$

Donc les moments en travée en appuis sont:

A l'ELU:

✓ Dans le sens de la petite portée:

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x = 152,868 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -101,912 \text{ KN.m}$$

✓ Dans les ENS de la Gran de portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y = 102,085 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x = -68,057 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

✓ Dans les ENS de la petite portée :

En travée : $M_{ty} = 0.75M_y = 126,181KN.m$

En appuis : $M_{ay} = -0.5M_x = -84,121KN.m$

✓ Dans les ENS de la grande portée :

En travée : $M_{ty} = 0.75M_y = 96,592KN.m$

En appuis : $M_{ay} = -0.5M_x = -64,394KN.m$

	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	203.824	152,868	-101,912	136,114	102,085	-68,057
ELS	168,24	126,18	-84,121	128,789	96,592	-64.394

Tableau. VI.2. Les moments de la dalle à L'ELU et à L'ELS.

Le calcul du ferrailage fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 40.5 \text{ cm}$.

Les résultats son regroupés dans le tableau suivant :

Position		M_u KN.m	μ_u	$\mu_u < \mu_l$	β	A_s cm ²	A_{min} cm ²	Choix	A_{corr} cm ² /ml	S_t cm
Sens XX	Travée	152,868	0,055	$\mu_u < \mu_l$	0,972	11,16	3,9	6HA20	18,85	15
	Appuis	101,912	0,037	$\mu_u < \mu_l$	0,981	7,37	3,9	6HA16	12,06	15
SensYY	Travée	102,085	0,037	$\mu_u < \mu_l$	0,981	7,38	3,6	5HA16	7,70	20
	Appuis	68,057	0,024	$\mu_u < \mu_l$	0,988	4.89	3,6	5HA14	7,70	20

Tableau.VI.3. Calcul des armatures de la dalle à L'ELU

NB:

- La section minimale pour les dalles :

Le sens x-x est :

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

Le sens y-y est : $A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $f_e E400$

- Espacement maximal :

$$S_{tx} \leq \min(33cm, 3h_r) \rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45cm, 4h_r) \rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

✓ **Vérification l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18MPa$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = MPa \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Position de l'axe neutre:

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

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{\eta(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y_s - d')^2$$

	Sens	M_{ser} kN.m	y _{cm}	σ_{bc} MPa	σ_{st}	Observation
Appuis	XX	84,121	10,4	4,4	188,4	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
	YY	64,394	8,6	1,9	21,3	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
Travée	XX	126,181	12,6	5,5	184,4	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
	YY	64,34	8,6	1,9	21,3	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

Tableau.VI.4. Vérification des panneaux déraider à L'ELS

VI.1.1.2- Ferrailage des débords:

Le dé bord du radier t'assimile une conso le de largeur L=0,45 m. Le calcul déferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre (b=1m).

$$H=0,45 \text{ m}, b=1\text{m}, d=0,9h=40.5\text{cm}$$

Le ferrai la GES rafait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

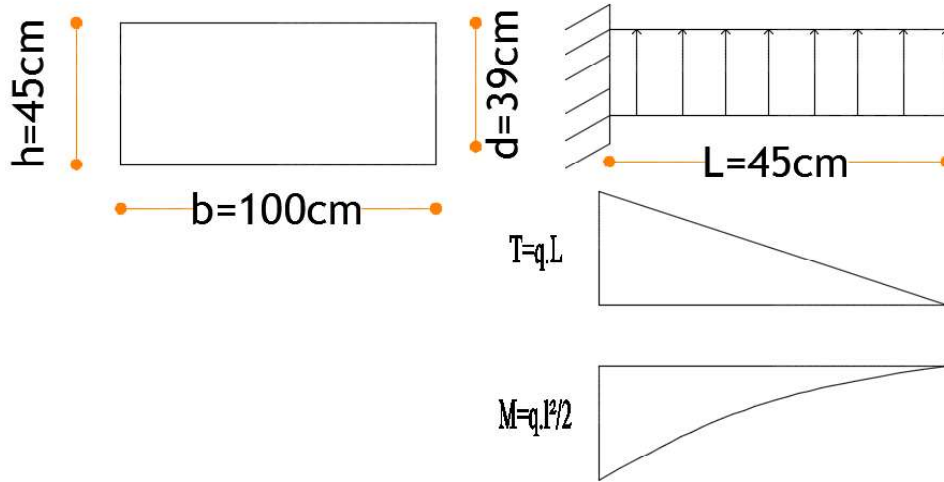


Figure.VI.5 : Présentations schématique de débord

$$M_u = \frac{Q \times L^2}{2} = \frac{157.698 \times 0.45^2}{2} = 15,97 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{Q \times L^2}{2} = \frac{114.841 \times 0.45^2}{2} = 11,63 \text{ KN.m}$$

M_u	μ_u	$\mu_l=0,392$	β	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	$A_{s\text{adopté}}$ cm^2
15,97	0,006	$\mu_u < \mu_l$	0,997	1,136	5,59	5HA14	7,70

Tableau.VI.5. Ferrailage de dé bordurier

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,9h_r = 0.405 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 35,48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.085 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow 0.085 \text{ MPa} < 1.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires. Le débords coulés an se prise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

➤ Vérification l'ELS:

M_{ser} (kN.m)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
11,63	8,6	0,3	3,8	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_t$

Tableau.VI.6. Vérification de débord à L'ELS

➤ Schéma de ferrailage du radier

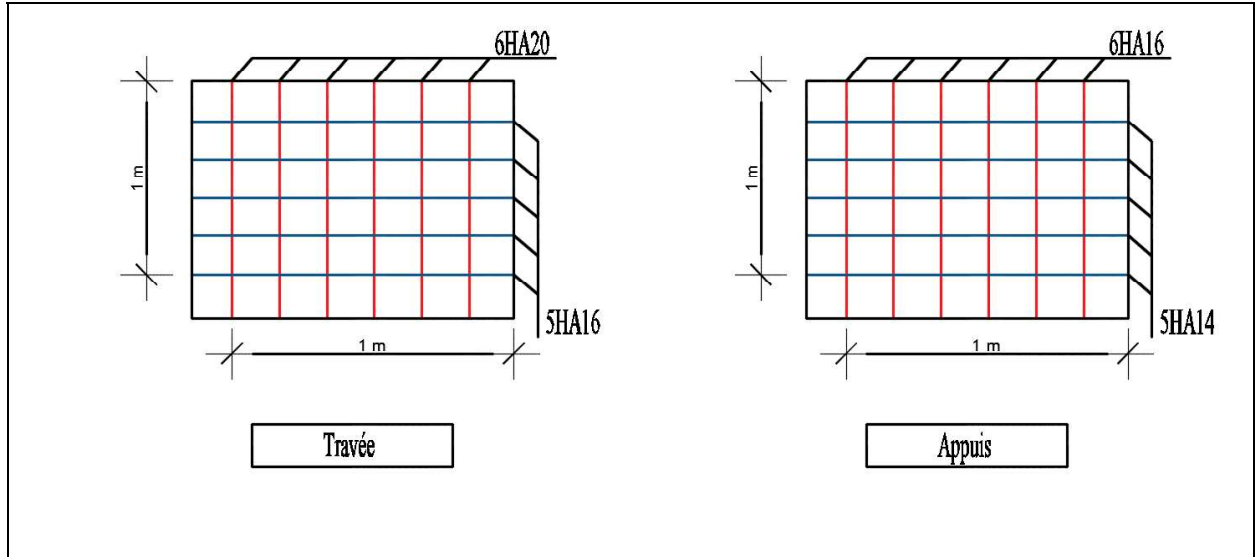


Figure.VI.6: Schéma de ferrailage du radier

VIII.1.3.3. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis. Les dimensions de ces poutres sont : $h = 90$ cm ; $b = 50$ cm.

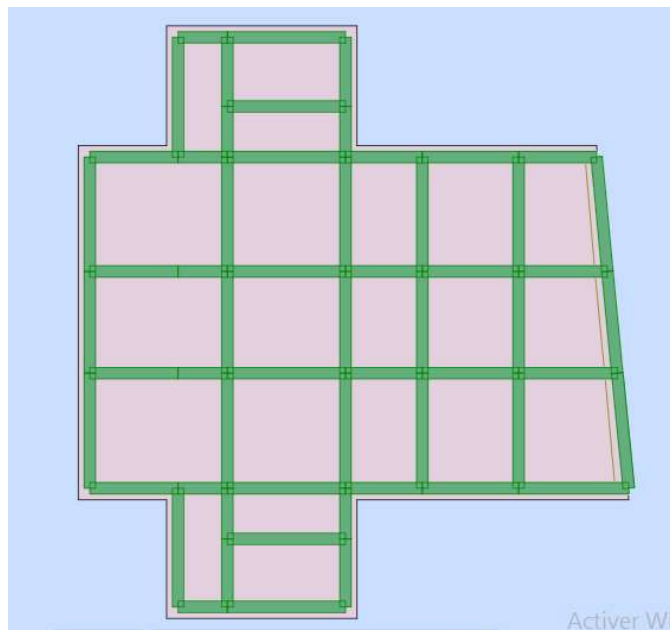


Figure.VI.7: plan de repérage des nervure.

➤ Calcul des sollicitations de la nervure sens X-X:

À L'ELU :

$$M_a=629,58 \text{ kN.}; M_t=617.92 \text{ kN.m} ; T_u=1276.55 \text{ kN}$$



Figure.VI.8: Diagramme des moments des nervures sens X-X à L'ELU

À L'EUS:

$$M_a=459.13 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_t=450.13 \text{ kN.m}$$

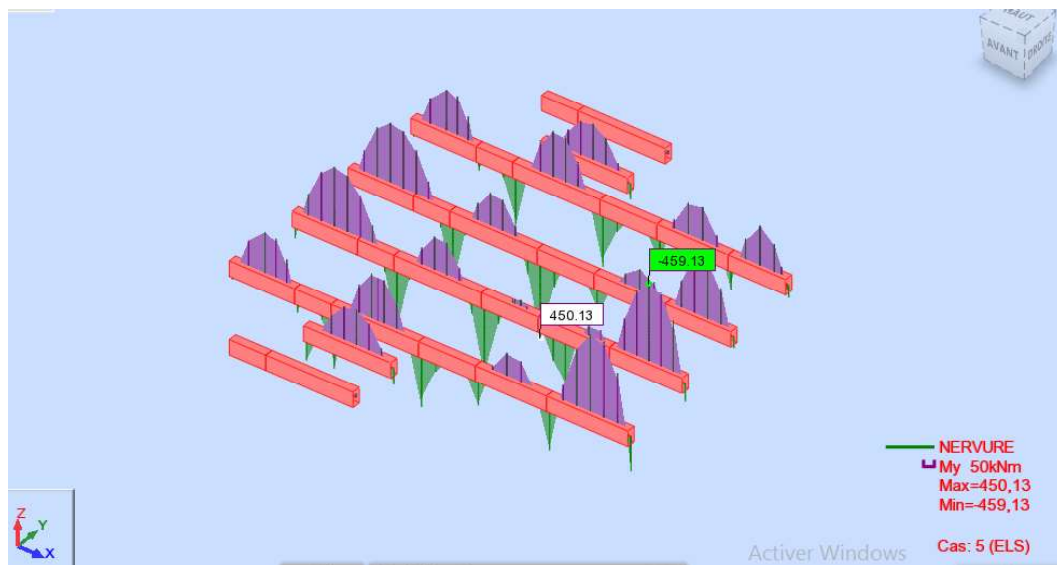


Figure.VI.9: Diagramme des moments des nervures sens X-X à L'ELS

➤ Calcul des sollicitations de la nervure sens Y-Y:

À L'ELU :

$$M_a=560.99 \text{ kN.m} \quad ; M_t=489.19 \text{ kN.m} \quad ; T_u=621.57 \text{ kN}$$



Figure.VI.10: Diagramme des moments des nervures sens Y-Y à L'ELU

À L'EUS:

$$M_a=407.85 \text{ kN.m}; M_t=357.48 \text{ kN.m}$$



Figure.VI.11 : Diagramme des moments des nervures sens Y-Y à L'ELS

➤ Calcul de ferrailage des nervures :

Ce sont des poutres disposées le long de radier de section (50x90) cm, le calcul de ferrailage s'effectue en travée et sur appuis à la flexion simple en considérant les sollicitations les plus défavorables dans les deux types :

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

M_u $kN.m$	μ_U	$\mu_l=0,392$	β	$A_s \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	choix	$A_{s,adp}$ cm^2
-----------------	---------	---------------	---------	--------------------	------------------------	-------	------------------------------

Appuis	629,58	0.103	$\mu_U < \mu_l$	0,946	22,50	5,865	6HA20 + 2HA16	22.87
Travée	617.92	0.101	$\mu_U < \mu_l$	0,947	22.06	5,865	6HA20 + 2HA16	22.87

Tableau.VI.7. Calcul des armatures de la nervure

➤ **Vérification à l'ELU:**

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
Travée	0	0	4	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	477,28	0	3.6	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	1276,55	3	4	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	477,28	3.49	3.6	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau.VI.8. vérification de la nervure à l'ELU

➤ **Vérification l'ELS:**

	$M_{ser}(kN.m)$	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Appuis	459.13	28	1 329 494,12	9,67	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	450.13	28	1 329 494,12	9,48	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau.VI.9. Vérification des nervures du radier l'ELS

➤ **Vérification La flèche:(ArtB.6.5,2)BAEL91/99**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées : On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

$$\left(\frac{h_l}{16}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.15 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_l}{16}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10M_{0 ser}}\right) \Rightarrow (0.15 > 0.098) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{bd}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0054 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

➤ **Calcul des armatures Trans versales dans les nervures :**

$$\phi_t = \frac{\phi_L}{3} = \frac{\phi_{16}}{3} = 5.33 \text{ mm} \rightarrow \text{On choisie 2 de } \phi 8$$

Espacement minimal :

Selon le BAEL 91/99 :

$$S_t \leq \text{Min}\{85 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

Selon RPA 99/V2003 :

$$S_t \leq \text{Min}\{22.5 ; 12 \times 1,6\} = 19.2 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{90}{2} = 45 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend:

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

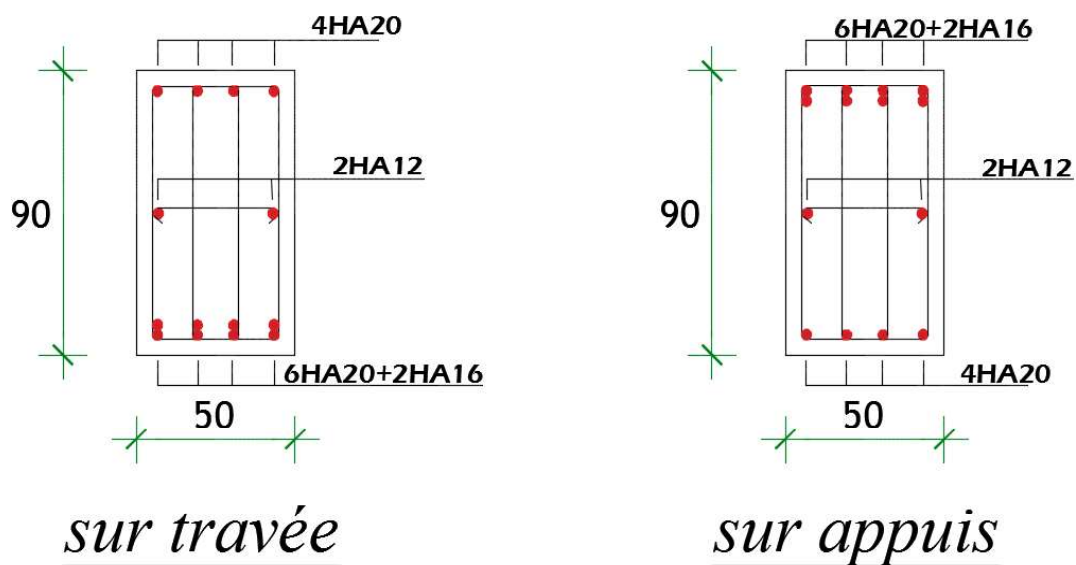


Figure.VI.12 : Schéma de ferrailage de la nervure

VI.1.2- Calcul de voile périphérique

La structure étudiée comporte un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectuée sur une profondeur de 1,8m. Il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage.

D'après l'article 10.1.2 du RPA99/V2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale 15cm ($e \geq 15$).
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1% B dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

Avec B: Section du voile

VI.1.1.2- Dimensionnement:

Le voile périphérique de la tour présente les dimensions suivantes : Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20cm
- Hauteur de 1,8 m
- Longueur de 95.35 m

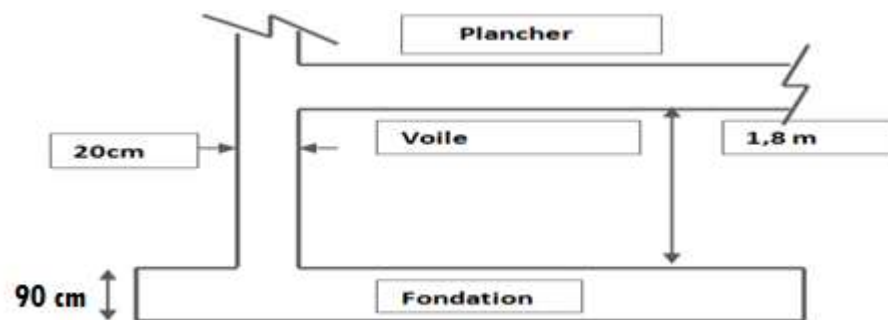


Figure.VI.13 : Schéma du voile périphérique

VI.1.1.3- Ferrailage du voile:

Le ferrailage du voile périphérique sera calculé comme é tant une dalle encastrée sur quatre côtes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sans les poussées des terres.

Le calcul du ferrailage se fait par une bonde de 1 ml. Le calcul du ferrailage se fait par une bonde de 1 ml.

$$A_v > 0,1\%bL \rightarrow 0,1\% \times 20 \times 100 \dots\dots\dots A_v > 2cm^2 / ml \quad \text{On adopte } 5HA10,$$

$$A_H > 0,1\%bL \rightarrow 0,1\% \times 20 \times 100 \dots\dots\dots A_H > 2cm^2 / ml$$

avec un espacement $S_t=20cm$.

Pour les deux nappes et pour les deux sens, le voile périphérique est sollicité en flexion composée.

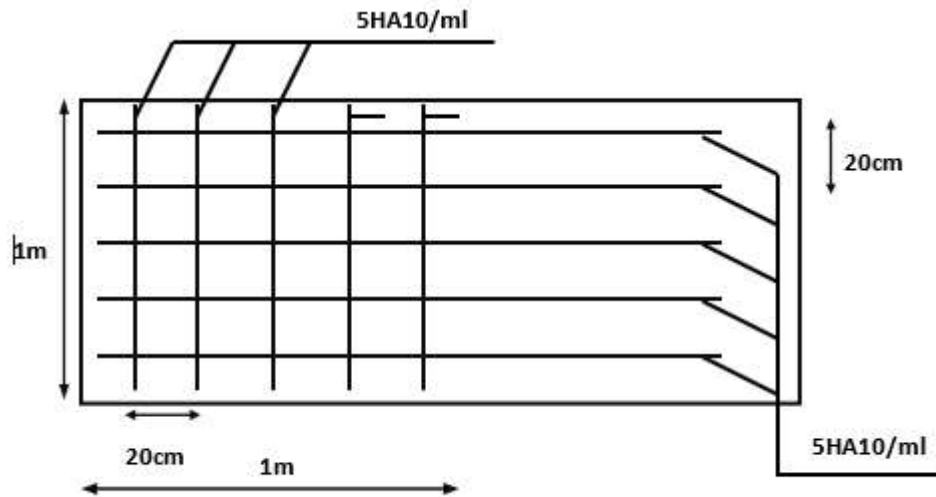


Figure. VI.14: ferrailage du voile périphérique

Conclusion :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie

- **Mémoires :**

- Ziane Ouafa & Naoui Maroua, Influence de l'angle d'incidence du séisme sur la réponse sismique d'un bâtiment de forme régulière en béton armé.
- BENABDI ABDEL MADJID & LAOUBI ISMAIL, Etude d'un bâtiment (R+9) à usage, commercial et habitation contreventé par un système mixte (voiles - portiques).

- **Règlements :**

- Béton Armé aux Etats Limites «BAEL 91 modifié 99 », Jean Pierre Mougine, EYROLLES, 2000.
- Pratique du BAEL91 Cours et Exercices corrigés, Jean Perchat & Jean Roux, EYROLLES, 1998.
- Maitrise du BAEL91 Cours et des D.T.U Associés, Jean Perchat & Jean Roux, EYROLLES, 1997.
- DTR B C 2 41 « Règles De Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé C.B.A.93 », Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique C.G.S, 1993.
- DTR B C 2 48 « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003 », Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique C.G.S, 2003.
- DTR B C 2 2 « Charges Permanentes et Charges d'Exploitation », Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique C.G.S, 1992.

- **Logiciels :**

- Autodesk Robot Structural Analysis 2014.
- Autodesk Autocad 2016.
- WORD 2010
- Power point 2010