



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structure**

Présentée par :- **MEDARES Yamina**
- **CHEGGOU Kheira**

Thème

**Etude et dimensionnement dynamique d'un
bâtiment à usage d'habitation implanté à
Tissemsilt**

Soutenu le, 06/07/2021

Devant le Jury :

Bouزيد Haythem	Président	M.C.B.	Univ-Tissemsilt
Djeffal Houcine	Encadreur	M.C.B.	Univ-Tissemsilt
Boubekeur Toufik	Examineur	M.C.A.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2020-2021

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadrant Mr DJEFFAL Houcine pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

DEDICACE

Je tiens à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail, fruit de longues années d'études :

Premièrement a mes chers parents qui m'ont toujours encouragés et soutenus« Grande Amour et Respect a Vous».

- ❖ A mes chers frères et sœurs.
- ❖ A toute mes familles de prés ou de loin.
- ❖ A toutes mes amis.
- ❖ Toute la promotion « 2020-2021» de Master en GENIE CIVIL

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation Du Projet

I.1. Introduction.....	01
I.2.Présentation du bâtiment.....	03
I.2.1. Système structurel.....	05
I.3. Caractéristiques des matériaux.....	06
I.3.1. Le béton.....	06
I.3.1.1. Résistance.....	06
I.3.1.2 .Caractéristiques Limites Du Béton.....	07
I.3.2. Acier.....	08
I.3.2.1.L'E.L.U.....	08
I.3.2.2. L'E.L.S.....	08
I.4.Caractéristiques géotechnique du sol.....	09
I.5.Codes et normes.....	09

Chapitre II : Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré dimensionnement du plancher.....	11
II.2.1.Les planchers.....	11
II.2.1.1. Les planchers à corps creux (DTR).....	11
II.2.1.2.Les planchers en dalle pleine (étage d'escalier).....	13
II.3.Evaluation des charges.....	14
II.3.1.Plancher terrasse (inaccessible).....	14
II.3.2.Plancher s étages courant (habitations.....	15
III.3.3. Maçonnerie.....	16
II.3.4.Les balcons.....	17
II.3.5.L'escalier.....	17

II.4.Pré dimensionnement des poutres.....	21
II.4.1.Les poutres principales.....	21
II.4.2.Les Poutres Secondaires.....	22
II.5.Pré dimensionnement des poteaux.....	22
II.5.1.Vérification au Flambement.....	23
II.5.2. Descente des charges.....	23
II.5.Pré dimensionnement des voiles.....	24
Conclusion.....	25

Chapitre III : Dimensionnement Des Eléments Secondaire

III.1.Introduction.....	27
III.2.Acrotère.....	27
III .2.1.Introduction.....	27
III.2.2.Dimension et modélisation de l'acrotère.....	27
III.2.3.Chargement.....	27
III.2.4.Sollicitations.....	28
III.2.5. Excentricité.....	29
III.2.6.Vérification de la compression partielle ou entière de la section.....	30
III.2.7.Calcul de ferrailage.....	30
III.2.8.Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	31
III.2.9.Contrainte de cisaillement.....	32
III.3Etude des balcons (3 cotés).....	33
III.3.1.Combinaisons des charges.....	33
III.3.2.Détermination des sollicitations.....	33
III.3.3.Calcul du ferrailage.....	34
III.3.4 .Vitrification des contraintes.....	36
III.3.5.Contrainte de cisaillement.....	37
III.3.6.Vérification de la flèche.....	37

III.4.L'escalier.....	38
III.4.1.Introduction.....	38
III.4.2. Détermination des charges et surcharge de calcul.....	38
III.4.3.Combinaisons des charges.....	38
III.4.4.Sollicitations de calcul	38
III.4.5.Calcul des Ferrailage.....	39
III.4.6.Vérification des contraintes à l'E. L. S	40
III.4.7.Contrainte de cisaillement	40
III.4.8.Vérification des contraintes à l'E. L. S	42
III.4.9 contrant de cisaillement.....	42

Chapitre IV : Les Planchers

IV.1.Introduction	45
IV.2.Planchers à corps creux	45
IV.2.1.Calcul des poutrelles.....	45
IV.2.1.1.Avant coulage.....	45
IV.2.1.2. Après coulage.....	47
IV.2.2.Dalle de compression.....	65
VI.3.Dalle pleine.....	65
IV.3.1.Les combinaisons d'action.....	66
IV.3.2.Sollicitation de calcul	66
IV.3.3 Calcul De Ferrailage De La Dalle Plain.....	67
IV.3.4.Vérification	69

Chapitre V : Etude Au Vent

V.1.Introduction	72
V.2.Géométrie.....	72
V.3.Valeur de la pression dynamique de référence.....	72
V.4.Catégories de terrain (cf §2.4.3 «R.N.V.2013»).....	73

V.5.paramètre de calcul	73
V.5.1.Coefficient de rugosité (cf. § 2.4.4 «R.N.V.2013»)	74
V.5.2.Coefficient de topographie	74
V.5.3. Intensité de turbulence (cf.§2.4.6«R.N.V2013»)	74
V.5.4. Pression dynamique de pointe.....	75
V.5.5. Coefficient dynamique C_d	75
V.6.La toiture.....	76
V.6.1.Calcul des forces a l'aide des coefficients de forces.....	76
V.6.1.1.Coefficient de pression.....	79
V.7.Parois verticales.....	79
V.7.1 Coefficient de pression Intérieure.....	81
V.8.Suivant Y.....	82
V.8.1.Coefficient de rugosité (Cf.§2.4.4«R.N.V 2013»)	82
V.8.2. Coefficient de topographie (Cf.§2.4.5«R.N.V 2013»)	82
V.8.3.Intensité de turbulence (Cf.§2.4.6«R.N.V2013»)	82
V.8.4 Coefficient de d'exposition (Cf.§2.4«R.N.V 2013»)	83
V.8.5. Pression dynamique de pointe.....	83
V.8.6.Coefficient dynamique C_d	83
V.9.La toiture.....	85
V.9.1.Calcul des forces a l'aide des coefficients	85
V.10.1.Coefficient de pression intérieure.....	88
V.11.Vérification de la stabilité.....	89
Chapitre VI : Etude dynamique	
VI.1. Introduction.....	91
VI.2. Objectif de l'étude dynamique.....	91
VI.3.Méthode de calcul.....	91
VI.3.1.Méthode statique équivalente.....	91

VI.3.2.Méthode dynamique.....	92
VI.3.3.Méthode Spectre de réponse de calcul.....	92
VI.4.Présentation du logiciel.....	93
VI.5. Etapes de modélisation.....	93
VI.6.Forces sismique.....	94
VI.7. Interprétation du résultat obtenu.....	97
VI.8.Justification vis-à vis de l'effet p- Δ :[RPA99/2003.A.5.9].....	100

Chapitre VII : Ferrailage Des Eléments Structuraux

VII.1.Introduction.....	103
VII.2.Définition.....	103
VII.2.1.Poteaux.....	103
VII.2.2.Poutre.....	103
VII.3.Etude des portiques.....	103
VII.3.1.Combinaisons d'actions.....	103
VII.3.2.Ferrailage des poteaux.....	104
VII.3.3. Ferrailage des poutres.....	120
VII.4.Ferrailage des voiles.....	128
VII.4.1. Voiles pleins.....	128
VII.4.2. Ferrailage vertical.....	128
VII.4.1.2.Armatures horizontales.....	129
VII.4.1.3. Armatures transversales.....	130
VII.4.2. Exemples de calcul d'un voile plein.....	130
VII.4.2.1.Calcul des contraintes.....	130
VII.4.2.2.Longueur de la zone tendue.....	131
VII.4.2.3Vérification des contraintes de compression.....	131
VII.4.2.4.Détermination des armatures verticales.....	131
VII.4.2.5.Espacement exigé par RPA99/2003.....	131

VII.2.6.Espacement.....	132
VII.4.7.Schéma de ferrailage du voile.....	133

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	135
VIII.2.Classification des fondations.....	135
VIII.2.1.Fondations superficielles.....	135
VIII.2.2.Fondations profondes.....	135
VIII.2.3.Fondations spéciales.....	135
VIII.2.4. Choix du type de fondations.....	135
VIII.2.5.Combinaison d'action.....	136
VIII.2.6.Reconnaissance du sol.....	136
VIII.2.7.Vérification des semelles isolées.....	136
VIII.2.8.Vérification des Semelles filantes.....	137
VIII.2.9. Etude du Radier général.....	138
VIII.2.9.1.Définition du radier.....	138
VIII.2.9.2. Pré dimensionnement du radier.....	139
VIII.2.9.3. Dimensionnement des poutres de libage.....	140
VIII.2.9.4. Vérification des contraintes.....	140
VIII.2.9.5.La longueur élastique.....	140
VIII.2.9.6. Condition de non poinçonnement.....	141
VIII.2.9.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique.....	141
VIII.2.9.8.Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	142
VIII.3. Ferrailage du radier.....	142
VIII.3.1 Ferrailage des dalles.....	142
VIII.3.2.Vérification de l'espacement.....	144
VIII.3.3. Vérification des contraintes à ELS.....	144
VIII.4.Ferrailage des poutres de libages.....	148
VIII.4.1.Sens longitudinal.....	148
VIII.4.1.Sens longitudinal.....	148

VIII.4.2. Calcul du ferrailage.....	148
VIII.4.3. Sens transversal.....	149
VIII.4.4. Calcul du ferrailage.....	149
VIII.4.5. Armature de peau.....	150
VIII.5. Contrainte de cisaillement.....	150
Conclusion générale.....	153
Bibliographique	

Liste Des Tableaux

Chapitre I : Présentation Du Projet

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	08
--	----

Chapitre II : Pré dimensionnement Et Descente Des Charges.

Tableau II.1.Evaluation des charges des plancher terrasse.....	14
Tableau II.2.Evaluation des charges des plancher étage courant.....	15
Tableau II.3. Evaluation des charges permanentes du Mur extérieur	16
Tableau II.4. Evaluation des charges permanentes du Mur intérieur.....	17
Tableau II.5.Evaluation des charges permanentes du balcon.....	17
Tableau II.6.Evaluation des charges permanentes du Palier	19
Tableau II.7.Evaluation des charges permanentes de la volée (paillasse).....	20
Tableau II.8. Vérification au flambement.....	23
Tableau II.9.Règle de dégression adopté.....	24
Tableau II.10.Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux.....	24

Chapitre III : Dimensionnement Des Eléments Secondaires.

Tableau III.1.Sollicitation maximales des moments et d'efforts tranchants.....	38
--	----

Chapitre IV : Les Planchers

Tableau IV.1. Action de calcule des poutrelles après coulage.....	74
Tableau IV.2.Les moments et les efforts tranchants à ELU.....	52
Tableau IV.3. Les moments et les efforts tranchants à ELS.....	55
Tableau IV.4.Ferrailage de dalle pleine.....	86

Chapitre V : Etude Au Vent.

Tableau V.1.Paramètres de calcul.....	73
Tableau V.2.Coefficient de rugosité.....	74
Tableau V.3.Coefficient d'exposition.....	74
Tableau V. 4.Valeur de $I_v(z)$ (Intensité de turbulence).....	74
Tableau V. 5.Valeur de $Q_p(Z_e)$ la pression dynamique de pointe.....	75
Tableau V.6.Récapitulatif.....	75

Tableau V.7.Coefficient dynamique C_d	76
Tableau V.8.Récapitulatif (La force exercée par le vent F_w).....	77
Tableau V.9.Récapitulatif (Légende pour les toitures plates).....	79
Tableau V.10.Valeurs de coefficient C_{pe}	80
Tableau V.11.Forces extérieurs sur les parois au vent.....	81
Tableau V.12.Force extérieurs sur les parois parallèles au vent et sous le vent.....	81
Tableau V.13.Valeur de $I_v(z)$	82
Tableau V.14. Coefficient de rugosité.....	83
Tableau V.15. Valeur de $C_e(z)$	83
Tableau V. 16. Valeur de $Q_p(z)$	83
Tableau V.17. Récapitulatif.....	83
Tableau V.18.Illustre les différentes étapes de calcul du coefficient C_d	84
Tableau V.19.Récapitulatif (La force exercée par le vent F_w).....	85
Tableau V.20.Récapitulatif (Légende pour les toitures plates).....	87
Tableau V.21.Valeur des coefficients C_{pe}	88
Tableau V.22.Force extérieur sur les parois au vent.....	89
Tableau V.23.Forces extérieurs sur les parois parallèles au vent et sous le vent.....	89
Chapitre VI : Etude dynamique.	
Tableaux VI.1.Valeurs des pénalités P_q	95
Tableau VI.2.Période et facteur de participation massique.....	97
Tableau VI.3. La force sismique.....	98
Tableau VI.4.Vérification des forces sismiques suivant X.....	98
Tableau VI.5. Vérification des forces sismique suivant y.....	98
Tableau VI.6. La vérification du déplacement de tous les niveaux.....	99
Tableau VI.7.Les résultat des forces sismique.....	101
Tableaux VI.8 .Récapitulatif pour la vérification de l'effet P- Δ	101

Chapitre VII : Ferrailage Des Elément Structuraux.

Tableau VII.1.Récapitulatif des sollicitations.....	108
Tableau VII.2.Récapitulatif de ferrailage des poteaux.....	120
Tableau VII.3.Récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	121
Tableau VII.4.Récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	127
Tableau VII.5.Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	127
Tableau VII.6.Ferrailage vertical des voiles.....	132

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1.Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	137
Tableau VIII.2.Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	137
Tableau VIII.3.Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	138
Tableau VIII.4.Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x).....	144
Tableau VIII.5.Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y).....	145
Tableau VIII.6.Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x).....	146
Tableau VIII.7.Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y).....	147

Liste Des Figures

Chapitre I : Présentation Du Projet

Figure I.1.Plan de situation.....	03
Figure I.2.Plan de masse.....	04
Figure I.3.Plan du RDC.....	04
Figure I.4.Diagramme Contraintes-Déformations du béton.....	07
Figure I.5.Diagramme contraintes- Déformations de l'acier	09

Chapitre II : Pré dimensionnement Et Descente Des Charges.

Figure II.1.Dalle à corps creux.....	11
Figure II.2.Disposition des poutrelles.....	12
Figure II.3.Constituant d'un plancher terrasse.....	14
Figure II.4.Constituant d'un plancher étage courant.....	15
Figure II.5.Mur extérieur.....	16
Figure II.6.Mur intérieur.....	16
Figure II.7.Les éléments constituant un escalier	17
Figure II.8.Dimension de l'escalier à deux volées.....	18
Figure II.9.Disposition des poutres principales.....	21
Figure II.10.Disposition des poutres secondaires	22
Figure II.11.Surface du plancher revenant à un poteau central.....	23

Chapitre III : Dimensionnement Des Eléments Secondaires.

Figure III.1.Dimensions de l'acrotère et schéma statique.....	27
Figure III.2. Section de calcul.....	31
Figure III.3. Schéma de ferrailage d'acrotère.....	32
Figure III.4.Schéma statique de balcon.....	33
Figure III.5.Schéma de Ferrailage du balcon.....	37
Figure III.6.Schéma statique de l'escalier à deux volées.....	38
Figure III.7.Schéma de ferrailage de l'escalier.....	43

Chapitre IV : Les Planchers

Figure IV.1.Poutre isostatique.....	46
Figure IV.2.Poutrelle après le coulage de la table de compression.....	47
Figure IV.3.Poutrelles à 03 travées.....	49
Figure IV.4.Poutrelles à 05 travées.....	50
Figure IV.5.Poutrelles à 07 travées.....	51
Figure IV.6.Diagramme des moments à L'ELU (Type 01).....	52
Figure IV.7.Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU (Type 01).....	53
Figure IV.8.Diagramme des moments à L'ELU (Type02).....	53
Figure IV.9.Diagramme de L'effort tranchant à L'ELU (Type 02).....	54
Figure IV.10.Diagramme des moments à ELU (Type 03).....	54
Figure IV.11.Diagramme de l'effort tranchant à ELU (Type 03).....	55
Figure IV.12.Diagramme des moments à L'ELS (Type 01).....	56
Figure IV.13.Diagramme de l'effort tranchant à ELS (Type 01).....	56
Figure IV.14.Diagramme des moments à ELS (Type 03).....	57
Figure IV.15.Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS (Type 02).....	57
Figure IV.16.Diagramme des moments à ELS (Type 03).....	58
Figure IV.17.Diagramme de l'effort tranchant à ELS (Type 03).....	58
Figure IV.18.schéma de Ferrailage du plancher à corps creux.....	70

Chapitre V : Etude Au Vent.

Figure V.1. Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....	73
Figure V.2. Facteur élancement Ψ_λ	77
Figure V.3. Légende pour les toitures plates.....	78
Figure V.4. Légende pour les parois verticales.....	79
Figure V.5. Les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe} (selon la direc V1).80	

Figure V.6. Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p	81
Figure V.7. Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.....	82
Figure V.8. Facteur élancement ψ_λ	85
Figure V.9. Légende pour les toitures plates.....	86
Figure V.10. Légende pour les parois verticales.....	87
Figure V.11. Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p	88
Chapitre VI : Etude dynamique.	
Figure VI.1. Spectre de réponse de calcul.....	92
Figure VI.2.Interface de l'étabs.....	94
Chapitre VII : Ferrailage Des Elément Structuraux.	
Figure VII.1.Schéma de la zone nodale.....	105
Figure VII.2.Espacement entre les armatures longitudinales.....	105
Figure VII.3.Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	107
Figure VII.4.Position du point d'application de l'effort normal N'_1	110
Figure VII.5.Position du point d'application de l'effort normal N_{ser}	117
Figure VII.6.Schéma de ferrailage de poteaux.....	120
Figure VII.7.Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	127
Figure VII.8.Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	128
Figure VII.9.Schéma de ferrailage du voile.....	133
Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure	
Figure VIII.1.Schéma d'une semelle isolée.....	136
Figure VIII.2.Schéma d'une Semelle filante.....	137
Figure VIII.4.Ferrailage des nervures du sens x-x.....	138
Figure VII.3.Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	151
Figure VIII.5.Ferrailage des nervures du sens y-y.....	151

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone,
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section de béton.
 ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
 φ : Angle de frottement.
 Q : Charge d'exploitation.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 τ : Contrainte tangentielle.
 β : Coefficient de pondération.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
 V_0 : Effort tranchant a la base.
 $E.L.U$: Etat limite ultime.
 $E.L.S$: Etat limite service.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Effort tranchant, Période.
 S_r : Espacement.
 λ : Elancement.
 e : Epaisseur.

P : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

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

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment isostatique

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

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

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

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

Y : Position de l'axe neutre.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme rectangulaire à usage habitation constitué d'un rez de chaussée +5 étages, implanté dans la wilaya de Tissemsilt. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99).

Dans ce travail, on a étudié la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges, le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et plancher) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel ETABS. On terminera le travailler avec une conclusion générale.

Mots clés :

Béton armé, Contreventement, Etude dynamique, Voile, Poteaux, Poutres, ETABS.

المخلص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى مستطيل للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي + 5 طوابق بولاية تيسمسيلت. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية متوسطة (المنطقة IIa) وفقاً لـ RPA99 ، الإصدار 2003. استخدام لوائح الحسابات الملموسة الجديدة والتحقق مسلح (RPA99V2003 و BAE91 معدل 99).

في هذا العمل ، درسنا الوصف العام للمشروع مع عرض لخصائص المواد ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل ، ونزول الأحمال ، وحساب العناصر الرئيسية والثانوية (الروافد ، السلالم ، حاجز الشرفة، شرفة وأرضية) وأخيراً دراسة ديناميكية للهيكل باستخدام البرنامج إيتابس. سننهي العمل بخاتمة عامة.

الكلمات الدالة :

الخرسانة المسلحة ، تستعد ، دراسة ديناميكية ، جدار ، أعمدة ، عوارض ، ETABS.

Abstract:

This project presents a detailed study of a residential -use rectangular building (R + 5), located in the wilaya of Tissemsilt. This region is classified as a medium seismic zone (Zone IIa) according to RPA99 version 2003. Using the new rules for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified 99).

In this work, we studied the general description of the project with a presentation of a materials characteristic, structure pre-dimensioning, the load's descent and calculation of principal and secondary elements (beams, stairs, acroterium, balcony, ...) and finally a dynamic study of the structure using ETABS software. We finished the work with a general conclusion.

Key words :

Reinforced concrete, bracing, dynamic study, wall, columns, beams, ETABS.

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale :

Ce projet consiste à réaliser l'étude d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée et plus 5 étages à usages d'habitation qui sera implanté dans la wilaya de Tissemsilt, notre site est classée en zone IIa sur la caractéristique établie par l'RPA99 version 2003.

L'objectif de cette étude qui représente le complément d'une formation de cinq années dans le domaine du génie civil est tout d'abord d'examiner notre compétence et notre acquis pendant cette durée de formation ainsi d'apprendre comment élaborer complètement un projet de calcul d'une structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

La première partie consacrée à la définition des données relatives à la structure. Elle est rédigée en plusieurs chapitres comme suite :

Le premier chapitre, présente la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment ainsi que la description des matériaux et leurs lois appliquées pour le calcul de la structure.

Le deuxième chapitre, est consacré au pré-dimensionnement des éléments principaux de la structure selon les règlements normatifs de calcul (**CBA93, BAEL91, RPA99 version2003**).

Et contient aussi la descente de charge que supporte la structure et qu'on utilise pour le calcul de ferrailage des différents éléments. Les charges sont calculées à l'aide du document technique et réglementaire (**DTR B.C.2-2**) ; charges permanentes et charges d'exploitation.

Le troisième chapitre, a été consacré au dimensionnement et au calcul du ferrailage des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, balcons, et acrotère).

La deuxième partie qui représente la partie la plus lourde de cette étude a été structurée en quatrième, cinquième et sixième chapitre, qui traite l'étude des planchers, l'étude au vent et l'étude dynamique de la structure, elle concerne la modélisation de la structure en 3D en utilisant le logiciel de calcul ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, charges d'exploitation et charge sismique).

La dernière étape comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres voiles, dalles pleines, et fondations) en utilisant les différents résultats de la modélisation (forces, moments, efforts tranchants et contraintes).

Ce projet se termine par une conclusion générale qui récolte les différents résultats de cette étude.

Chapitre I :

Présentation Du Projet

I.1. Introduction :

Le projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation (R+5) implanté à Tissemsilt *sidi khlifa* . Selon le RPA 99 version 2003 : région correspondant à la zone (II-a) , zone de moyenne sismicité.

I.2.Présentation du bâtiment :

La bâtisse a une forme rectangulaire, Elle constituée de 06 niveaux dont 05 étages et rez-de-chaussée de dimensions suivants :

Hauteur des étages courants.....	3.06 m
Hauteur des rez-de chaussée	3.06 m
Hauteur totale du bâtiment	19.56 m
Longueur totale du bâtiment en plan.....	25.5 m
Largeur totale du bâtiment en plan.....	21.14 m

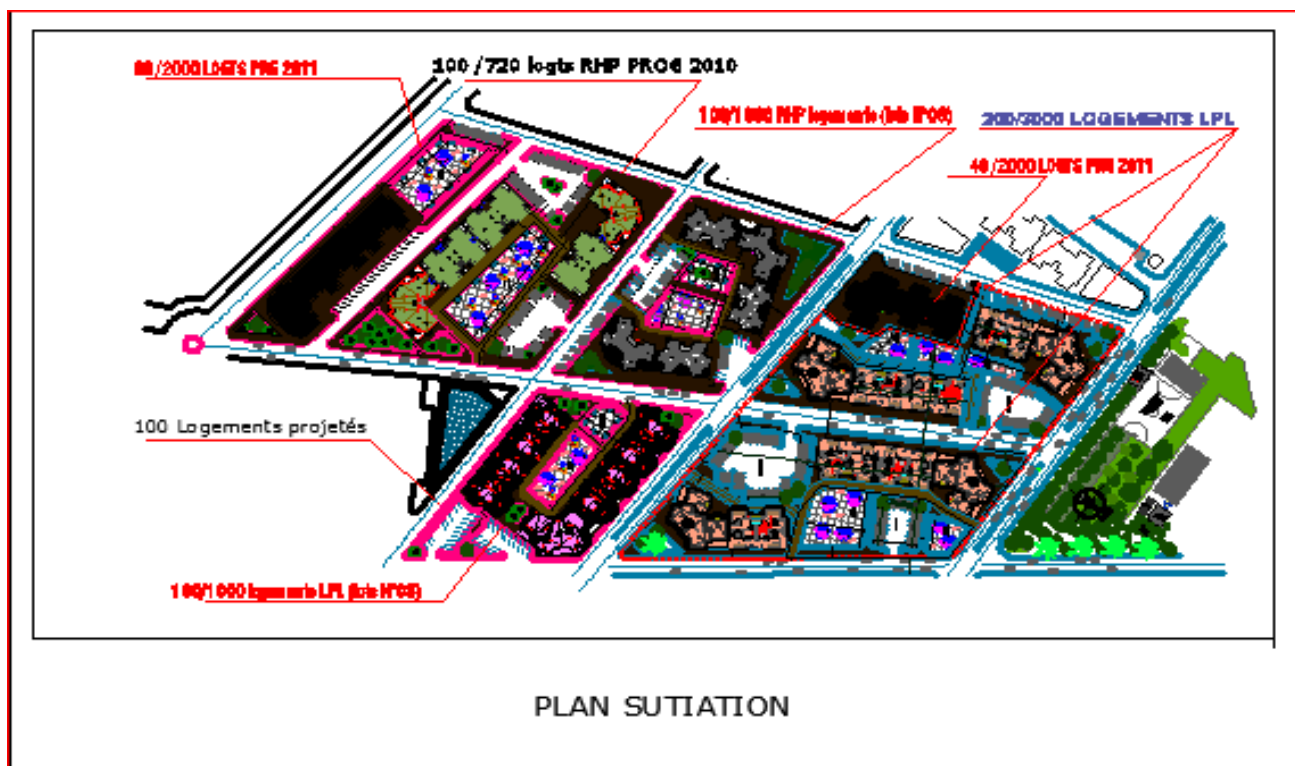


Figure I.1.Plan de situation.

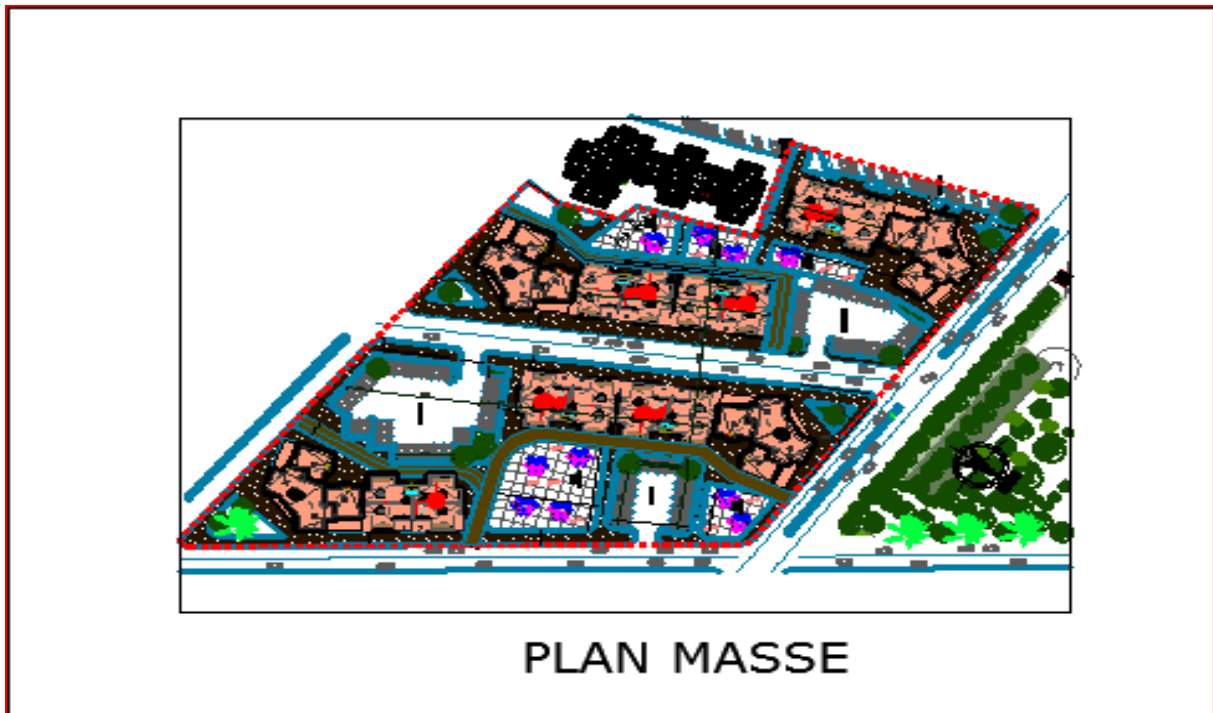


Figure I.2. Plan de masse.

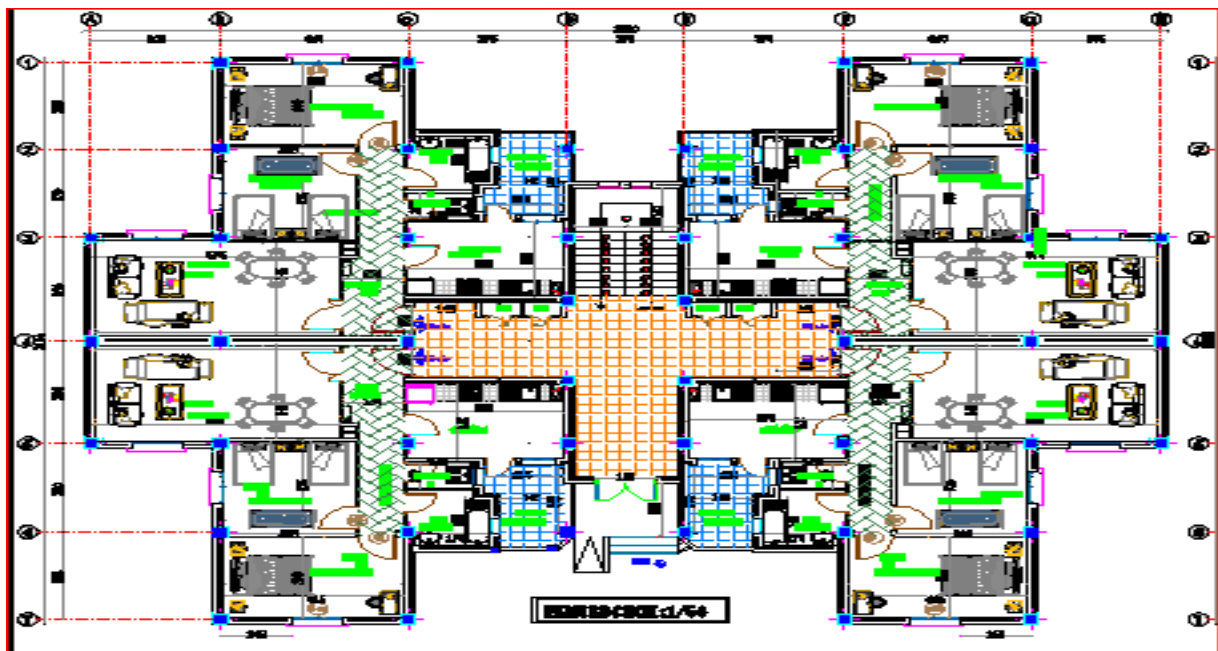


Figure I.3. Plan du RDC.

I.2.1. Système structurel :

L'ossature est constituée par des portiques transversaux et longitudinaux. Le contreventement est assuré par les poutres ossature auto stable (poteaux, poutres) et voiles.

Plancher :

Nous avons opté pour deux types de plancher :

Plancher à corps creux.

Plancher en dalle pleine.

Maçonnerie :

Il ya deux type de maçonnerie :

Murs extérieurs : ils sont constitués en deux cloisons de brique creuses.

Murs intérieur : ils sont constitués par une seule cloison de brique creuses.

Les balcons :

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

L'acrotère :

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 15 cm.

Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse : qui est une terrasse inaccessible.

Les poutres :

- ✓ Poutre principale
- ✓ Poutre secondaire

Les poteaux :

Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

L'escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étage.

Revêtement :

- ✓ Carrelage pour les plancher et les escaliers.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs extérieures.
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.3. Caractéristiques des matériaux :

I.3.1. Le béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et éventuellement d'eau. Le matériau béton, c'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Adjuvants : C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

350Kg/m³ de ciment CPA 325
400 L de sable Dg ≤ 5mm ;
800 L de gravillon Dg ≤ 25 mm ;
175 L d'eau.
C/E =2

I.3.1.1. Résistance :

A°) Résistance du béton à la compression :

La résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{cj} = 25\text{MPa}$

A un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 \times j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

B°) Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} ;
est Conventionnellement définie par la relation

$F_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$.

$F_{c28} = 25\text{MPa}$

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

C°) Module de déformation longitudinale du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures ; on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} » est égale :

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

$$E_{ij} = 32164.2\text{MPa}$$

Le module de déformation différée « E_{vj} » à « j » jours du au fluage et donnée par la formule :

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

$$E_{vj} = 10819\text{MPa}$$

Et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donnée par la relation :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

D°) Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$V = \frac{\text{déformation transversal}}{\text{déformation longitudinal}}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

$$V = 0 \text{ à l'ELU (Béton fissuré)}$$

$$V = 0,2 \text{ à l'ELS (béton non fissuré)}$$

I.3.1.2 .Caractéristiques Limites Du Béton :

A°) Contrainte Ultime Du Béton En Compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_cj}{\gamma_b}$$

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$$f_{bu} = 18.47 \text{MPa}$$

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

$$f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$$

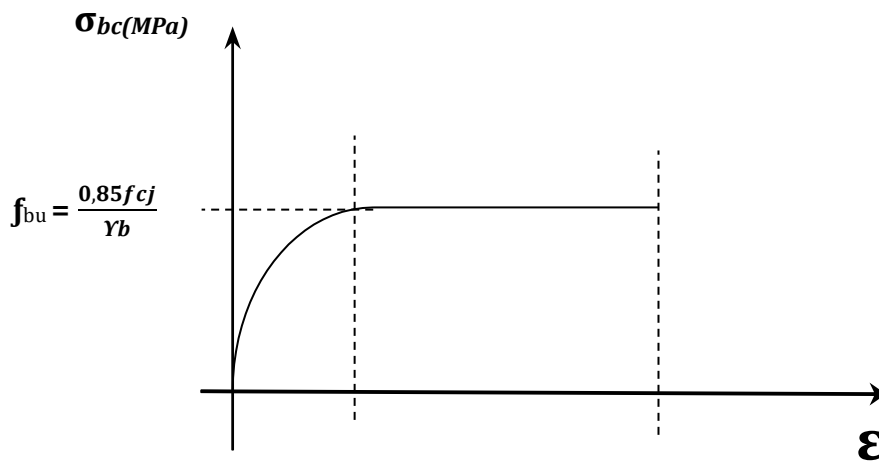


Figure I.4. Diagramme Contraintes-Déformations du béton.

B°) Contrainte De Service Du Béton En Compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ pour } \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

I.3.2. Acier :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction , de cisaillement et de torsion.

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique f_e (Mpa)	ϵ_e ‰	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi Courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi Courant
	FeE24	235	1.02	Epingles d'élevage des pièces préfabriquées
Treillis	$\emptyset \leq 6 \text{ mm}$	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi Courant
	$\emptyset > 6 \text{ mm}$	441	1.917	

I.3.2.1.L'E.L.U :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

f_e : limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas courant}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas accidentel}$$

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

I.3.2.2. L'E.L.S :

Fissuration non préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 150\eta)$$

$$\sigma_s = 240\text{MPa}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 176\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \text{Min} (0.5 f_e ; 110\eta)$$

Avec : η : coefficient de fissuration

$\eta = 1,0$: pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences

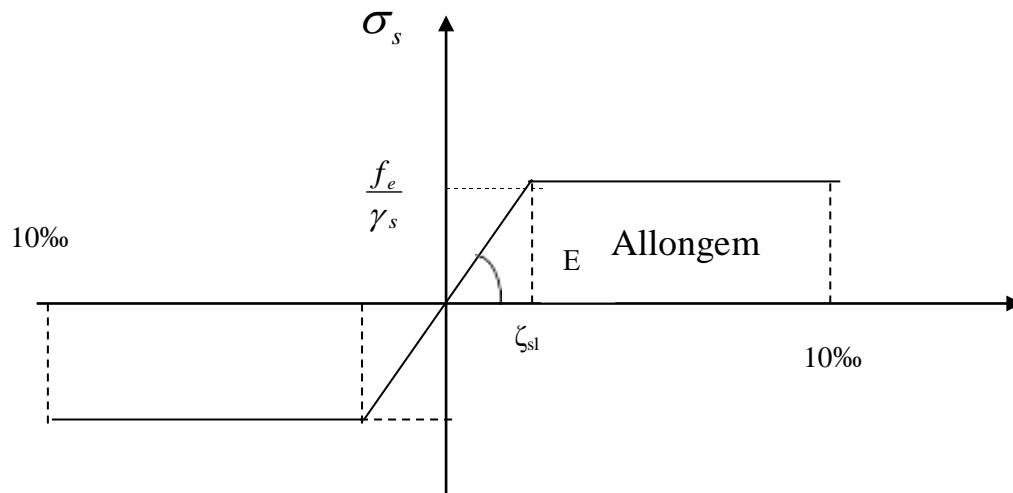


Figure I.5. Diagramme contraintes- Déformations de l'acier.

I.4. Caractéristiques géotechnique du sol :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/ 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol est = 2 bars.

I.5. Codes et normes :

L'étude cet ouvrage est effectué conformément aux règlements ci-après

- Codes applicables à la conception parasismique du béton armé.
- Règles parasismiques algérienne **RPA99/2003**.
- Travaux de conception, et d'exécution en béton armé. Règles **CBA93**.
- Charges permanentes et charges variables **DTR B.C 2.2**.
- Règles **BAEL91**.

Chapitre II :
Pré dimensionnement Et Descente
Des Charges

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de faire un " pré calcul " des sections des différents éléments résistants. Pour ce la nous nous référons aux recommandations du CBA99, BAEL91 version99 et du RPA 99 version 2003.

Il est constitué dont le but d'assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage de telles manières à reprendre les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales (les charges permanentes et les surcharges).
- Sollicitations horizontales (le séisme).

II.2. Pré dimensionnement du plancher :

II.2.1. Les planchers :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges permanentes et les surcharges, On distingue deux types de planchers :

- Les planchers à corps creux.
- Les planchers en dalle pleine.

II.2.1.1. Les planchers à corps creux (DTR) :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux).

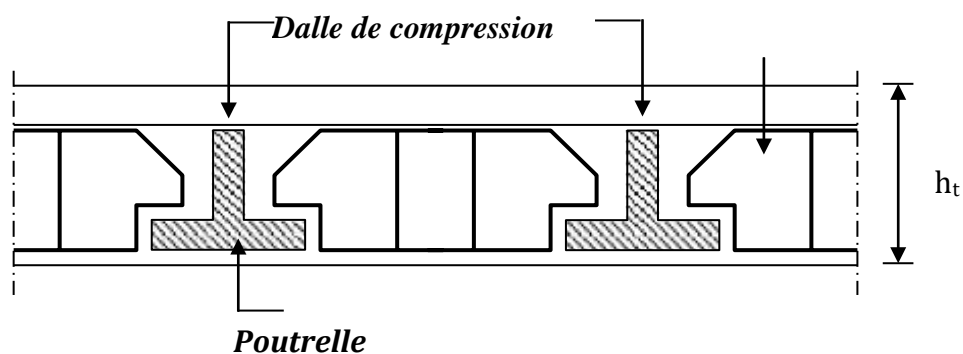


Figure II.1. Dalle à corps creux.

La hauteur de la poutrelle sera déterminée par la condition de rigidité :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

$$L_{\max} = \text{Min} (L_{x \max}, L_{y \max}) = \text{Min} (440,384) \text{ cm}$$

$$h_t = 17,06 \text{ cm}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{Épaisseur totale du plancher (corps creux + dalle de compression)}. \\ L_{x \max}, L_{y \max} : \text{distance maximale entre nus d'appuis selon le sens de la} \\ \text{disposition des poutrelles.} \end{array} \right.$$

D'où on prend $h_t = 20 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'épaisseur de la dalle compression } 4\text{cm} \\ \text{L'épaisseur de corps creux } 16\text{cm} \end{array} \right.$$

D'après les règles '**BAEL 91**' La largeur de la dalle de compression est calculée à partir de la plus petite valeur obtenue des formules suivantes :

$$b_1 \leq L/10$$

$$b_1 \leq (L_n - b_0)/2 \quad \text{'Art.4.1.3 du BAEL 91'}$$

$$b \leq 2 b_1 + b_0$$

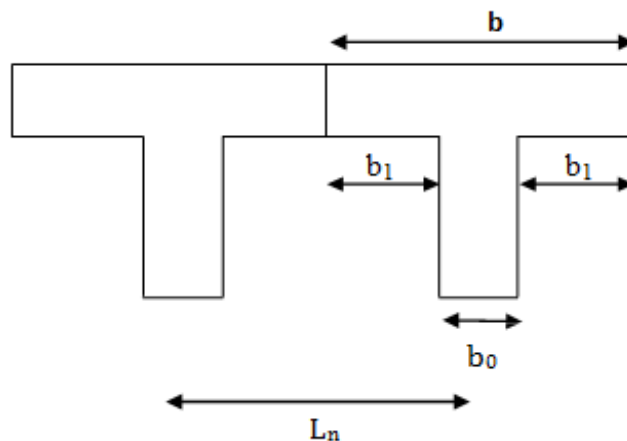


Figure II.2.Disposition des poutrelles.

L_n : c'est la distance entre axes des nervures, Elle est prise généralement égale à 60 cm Selon les normes Algériennes (**DTR.B.C.22**).

Avec :

$$b_1 \leq \text{Min} (L_n/2 ; L_{\max}/10 ; 6 h_0)$$

$$b_1 \leq \text{Min} (60/2 ; 440/10 ; 6 \times 4)$$

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$0,3 \times h_t \leq b_0 \leq 0,6 \times h_t$$

$$6 \leq b_0 \leq 12$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 b_1 + b_0$$

$$b \leq (2 \times 24) + 12$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

II.2.1.2. Les planchers en dalle pleine (étage d'escalier) :

1°) - Résistance au feu :

D'après (BAEL 91) :

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

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

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour un coupe feu de quatre heures.

On admet que : $e = 16 \text{ cm}$

2°) - Résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur deux cotés :

$$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$$

$$440/35 \leq e \leq 440/30$$

$$\Longrightarrow e = 13 \text{ cm}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre cotés :

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40$$

$$440/50 \leq e \leq 440/40$$

$$\Longrightarrow e = 10 \text{ cm}$$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable).

On va considérer des dalles de 15 cm

II.3.Evaluation des charges :

II.3.1.Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection. Selon le D.T.R.B.C.2.2. les valeurs des charges permanentes et d'exploitations adoptées pour les planchers terrasses sont montrées dans le tableau II.1.

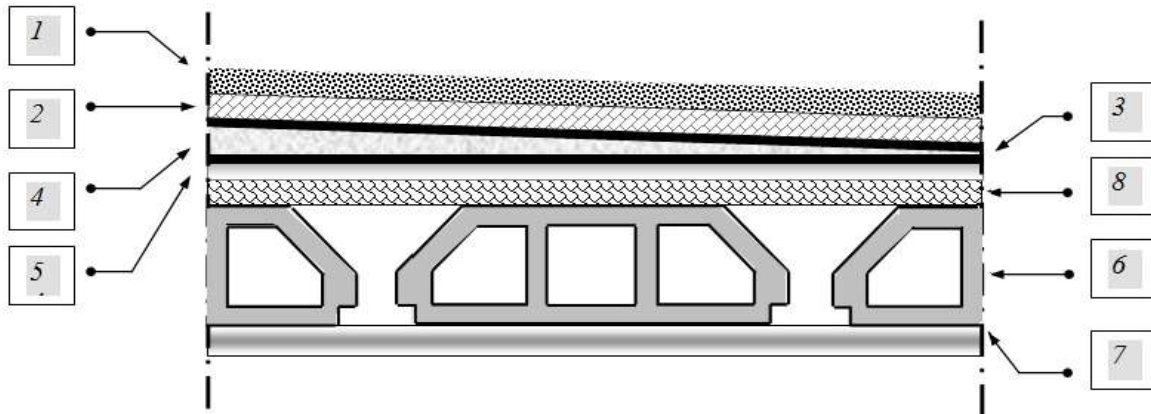


Figure II.3.Constituant d'un plancher terrasse.

Tableau II.1.Evaluation des charges des plancher terrasse.

Numéro	Eléments	e (cm)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de Protection	5	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Papier kraft	2 feuilles	/	0,5
4	Forme de pente	8	23	1,84
5	Isolation thermique	8	4	0,32
6	Plancher corps Creux (16+4)	20	/	2,85
7	Enduit en plâtre	2	10	0,2
				G _{total} = 6,68
				Q _{terrasse non accessible} = 1

II.3.2. Plancher s étages courant (habitations) :

Selon le D.T.R.B.2.2.les valeurs des charges permanentes et d'exploitations adoptées pour les planchers étages courant et RDC sont montrées dans le tableau II.2.

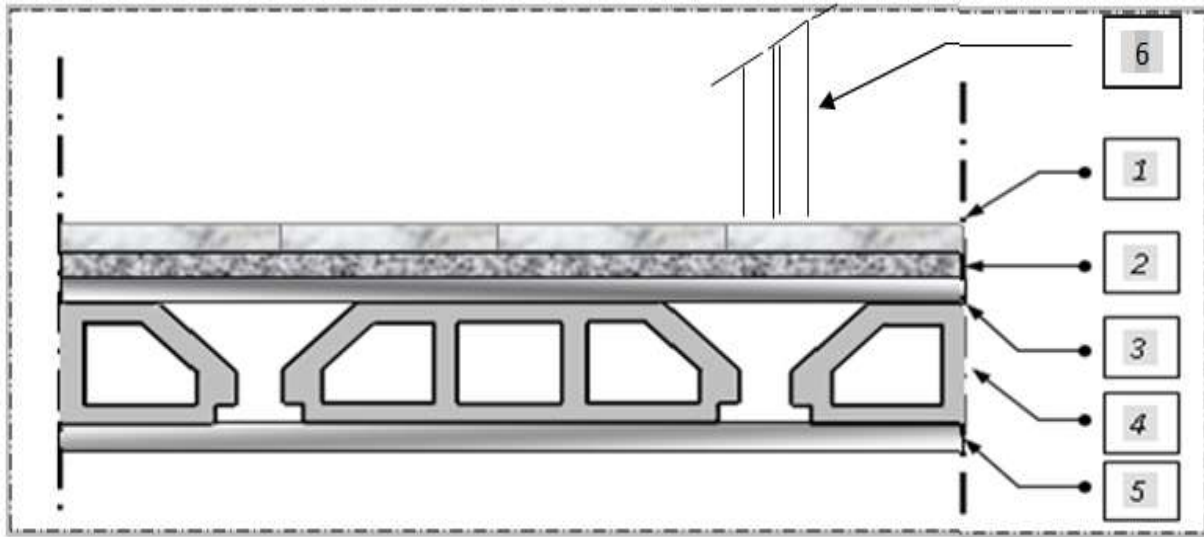


Figure II.4. Constituant d'un plancher étage courant.

Tableau II.2. Evaluation des charges des plancher étage courant.

Numéro	Eléments	e (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Chape de mortier	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Plancher corps creux (16 + 4) cm	20	/	2,85
5	Enduit en plâtre	2	10	0,2
6	Cloison de séparation	/	/	1
				G _{Total} = 5,21
				Q _{habitation} = 1,5
				Q _{RDC} = 2,5

III.3.3. Maçonnerie :**A°) Mur extérieur :**

La figure ci-dessous nous donne un mur extérieur en double cloison en brique creuse.

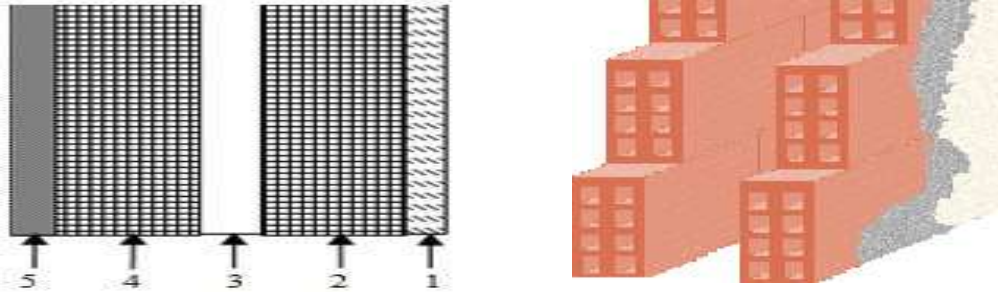


Figure II.5.Mur extérieur.

Tableau II.3. Evaluation des charges permanentes du Mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Enduit en plâtre	2	12	0,24
2-Briques creuses	10	9	0,90
3- Lambe d'air	5	/	0,00
4-Brique creuse	15	14	2,10
5-Enduit en ciment	2	20	0,40
			$G_{total} = 3,64$

B°) Mur intérieur :

La figure ci-dessous nous donne un mure intérieur en brique creuse.

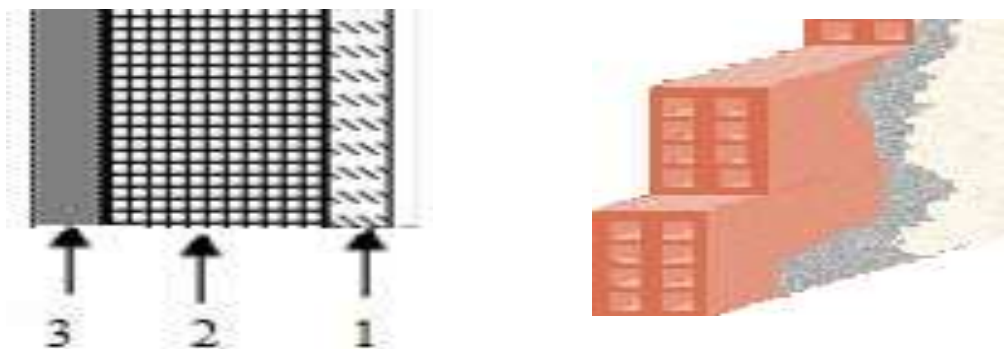


Figure II.6.Mur intérieur.

Tableau II.4. Evaluation des charges permanentes du Mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Enduit en plâtre	2	12	0,24
2-Briques creuses	10	9	0,90
3-Enduit intérieur	2	12	0,24
			$G_{total} = 1,38$

II.3.4.Les balcons :

Les balcons sont constitués en dalle pleine encadré d'un bord et libre de l'autre, Selon le D.T.R.B.2.2.les valeurs des charges permanentes et d'exploitations adoptées pour les balcons sont montrées dans le tableau II.5.

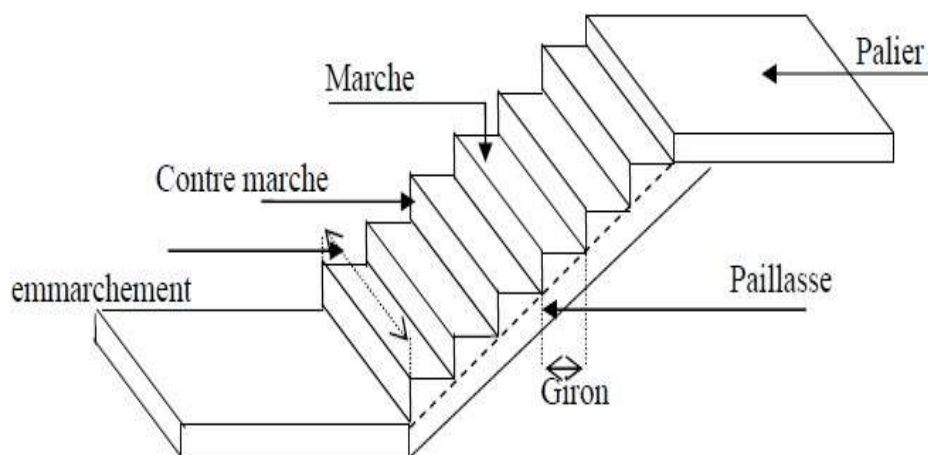
Tableau II.5.Evaluation des charges permanentes du balcon.

Eléments	e (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Chape de mortier	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	15	25	3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,2
			$G_{total}=5,11$
			$Q_{habitation}=3,5$

II.3.5.L'escalier :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

La figure ci-dessous, Elle représentée les constituant un escalier ;

**Figure II.7.**Les éléments constituant un escalier.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches, On utilise la formule de **Blondel** suivantes:

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

$$H = n \times h \quad \text{Donc } h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \quad \text{Donc } g = L/(n-1)$$

Avec :

- H : hauteur d'étage.
- n : le nombre de marche.
- h : la hauteur de la contremarche.
- L : largeur de la volée.
- g : largeurs de la marche (giron).

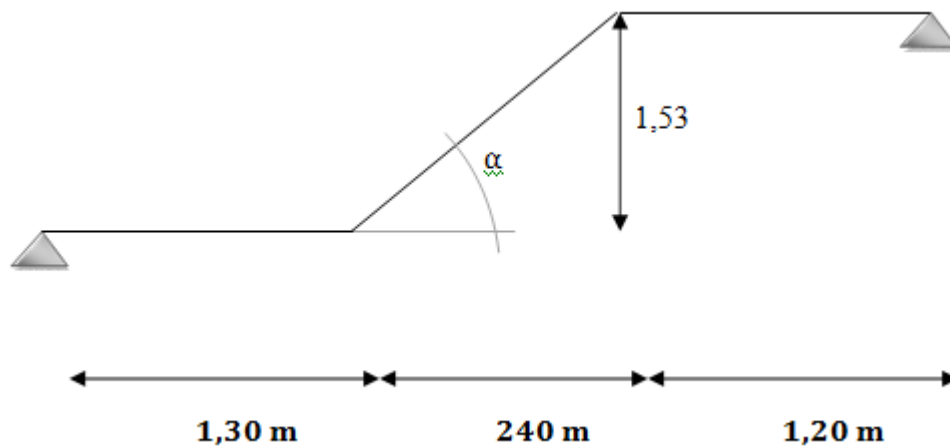


Figure II.8. Dimension de l'escalier à deux volées.

Le giron et hauteur des contres marches :

$$H = 3,06 \text{ m} = 306 \text{ cm}$$

$$L = 30 \times 8 = 2,4 \text{ m} = 240 \text{ cm}$$

$$n = 8 \text{ (pour une seule volée)}$$

$$\text{On a: } h = H/n = (306/2)/9 = 17 \text{ cm}$$

$$g = L / (n-1) = 240/8 = 30 \text{ cm}$$

Formule de Blondel :

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

$$59 \leq 64 \leq 66$$

On adopte: $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

Epaisseur de la paillasse :

$$L/30 \leq e_v \leq L/20 \text{ avec } L = b + (1,30 + 1,20)$$

$$L' = H/2 = 3,06/2 = 1,53 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{1,53}{2,40} \quad \text{Donc } \alpha = 32,52^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{2,40}{b} \quad \text{Donc } b = \frac{2,40}{\cos 32,52} = 2,85 \text{ m}$$

$$L = 2,85 + (1,30 + 1,20) = 5,35 \text{ m}$$

$$\frac{535}{30} \leq e_v \leq \frac{535}{20} \quad \longrightarrow \quad 17,83 \leq e_v \leq 26,75$$

On prend $e_v = 20 \text{ cm}$

Epaisseur de palier :

On prend $e_p = e_v = 20 \text{ cm}$

A°) Palier :

Tableau II.6. Evaluation des charges permanentes du Palier.

Chargement	e (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	La surface (m ²)	La charge (kN/ml)
Poids propre du palier	15	25	0,15	4,5
Carrelage	2	22	0,02	0,44
Mortier de pose	2	20	0,02	0,40
Enduit en plâtre	2	10	0,02	0,20
				G _{total} =5,54
				Q _{habitation} =2,5

B°) volée (paillasse) :**Tableau II.7.** Evaluation des charges permanentes de la volée (paillasse).

Chargement	e (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	La surface (m ²)	La charge (kN/ml)
Poids propre de la paillasse	15	25	$\frac{1 \times 0,15}{\cos 32,52} = 0,18$	5,15
Poids propre du contre marche	17	22	$\frac{1 \times 0,17}{2} = 0,085$	1,87
Carrelage horizontal	2	22	$1 \times 0,02 = 0,02$	0,44
Mortier de pose horizontal	2	20	$1 \times 0,02 = 0,02$	0,40
Carrelage vertical	2	22	$1 \times 0,02 = 0,02$	0,44
Mortier de pose verticale	2	20	$1 \times 0,02 = 0,02$	0,40
Enduit en plâtre	2	10	$1 \times 0,02 = 0,02$	0,20
Poids du garde-corps	/	1	/	1,00
				G _{total} = 9,9
				Q _{habitation} = 2,5

II.4.Pré dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99/2003.

Selon BAEL91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} L: \text{ la portée de la poutre.} \\ h: \text{ la hauteur de la poutre.} \\ b: \text{ la largeur de la poutre.} \end{array} \right.$$

II.4.1.Les poutres principales:

$$L = L_{\max} = 440 \text{ cm}$$

Selon BAEL91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$29 \leq h \leq 44$$

On prend: **h = 40cm**

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

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend : **b = 25 cm**

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ (Condition Vérifiée)}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ (Condition Vérifiée)}$$

$$h/b = 1,6 \leq 4 \dots\dots\dots \text{ (Condition Vérifiée)}$$

Donc on choisit une poutre de section **(25x40) cm**

Condition de rigidité :

$$h/L > 1/16$$

$$40/440 = 0,0909 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{ (Condition Vérifiée)}$$

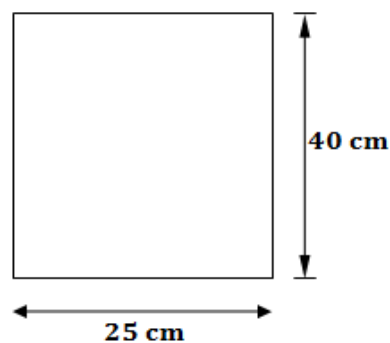


Figure II.9.Disposition des poutres principales.

II.4.2. Les Poutres Secondaires :

$$L = L_{max} = 384 \text{ cm}$$

Selon BAEL91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$25 \leq h \leq 38$$

On prend: **h = 35 cm**

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

$$11 \leq b \leq 25$$

On prend : **b = 25 cm**

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée})$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée})$$

$$h / b = 1,75 < 4 \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée})$$

Donc on choisit une poutre de section **(25x35) cm**

Condition de rigidité :

$$h/L > 1/16$$

$$35/384 = 0,0911 > 0,0625 \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée})$$

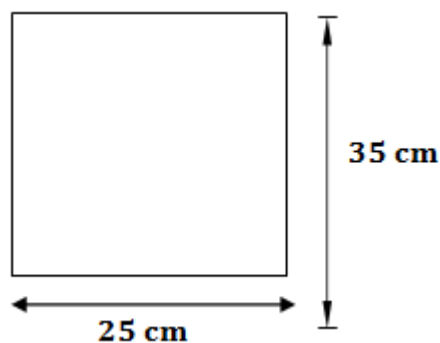


Figure II.10. Disposition des poutres secondaires.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

D'après les règles **RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1)** selon la **Zone moyenne sismique IIa**.

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$1/4 < b_1 / h_1 < 4$$

he: hauteur d'étage,

$$h_e = 3,06 \text{ m.}$$

D'après RPA 99 /2003 ,pour la zone IIa :

$$h = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée})$$

$$b = 40 \text{ cm} > h_e / 20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée})$$

$$0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée})$$

II.5.1.Vérification au Flambement:

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

$L_f = 0,7 \times L_0$ (la hauteur de poteau).

$\lambda = l_f / i$ (l'élanement)

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

Tableau II.8. Vérification au flambement.

Niveau	La section	L_0 (m)	L_f (m)	I	λ	$\lambda \leq 35$
RDC + Etage courant	40X40	3,06	2,14	0,12	17,83	Vérifié

II.5.2. Descente des charges.

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical :

- Charge permanent(G).
- Charge d'exploitation(Q)

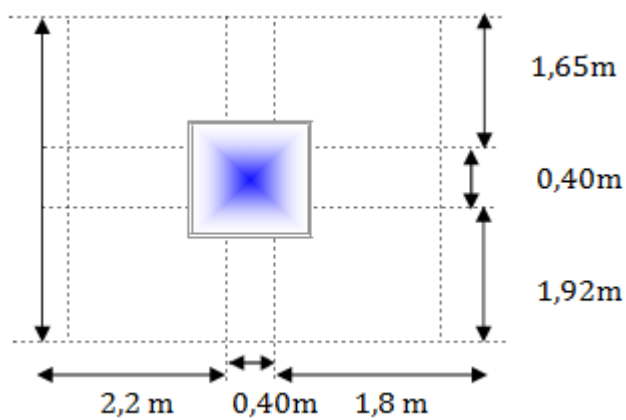
**Figure II.11.** Surface du plancher revenant à un poteau central.

Tableau II.9.Règle de dégression adopté.

Niveau	Dégression	Q (kN/m ²)
La terrasse	Q ₀	1.00
Etage 5	Q ₀ +Q ₁	2.50
Etage4	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3.85
Etage3	Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5.05
Etage2	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.095
Etage1	Q ₀ +0,80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7.00
RDC	Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7.75

Tableau II.10.Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux.

Niveau	Q _{cumulée} (kN)	G (kN)	Nu = (1.35G+1.5Q) (kN)	1.1Nu (kN)	1.15 Nu (kN)
La terrasse	1.00	6.68	10.52	11.57	12.10
Etage 5	2.50	11.89	19.80	21.78	22.77
Etage4	3.85	17.1	28.86	31.75	33.19
Etage3	5.05	22.31	37.70	41.46	43.35
Etage2	6.095	27.52	46.29	50.92	53.24
Etage1	7.00	32.73	54.69	60.15	62.89
RDC	7.75	37.94	62.84	69.13	72.27

II.5.Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent).

D'après le RPA 99 article 7.7.1 «les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Les voiles sont des murs en béton armé en ce référant à l'article 7.7.1 de RPA :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

A partir de la hauteur de RDC $h_e = 3,06 \text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h_e/20 \quad \longrightarrow \quad e \geq 306/20 \quad \text{Donc } e \geq 20 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(e_{\min}, h_e/20) \quad \longrightarrow \quad e \geq \max(15, 20)$$

$$\text{Donc } e \geq 20 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 version 2003 :

$$a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$a \geq h_e/20 \quad \longrightarrow \quad a \geq 266/20 \quad \text{Donc } a = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{e\text{RDC}} - h_{pp} = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$a = 16 \text{ cm} > a_{\min} = 15 \text{ cm}$ (Condition Vérifiée)

A partir de la hauteur d'étage courant $h_e = 3,06 \text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h_e/20 \quad \longrightarrow \quad e \geq 306/20 \quad \text{Donc} \quad e \geq 20 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(e_{\min}, h_e/20) \quad \longrightarrow \quad e \geq \max(15, 20) \text{ cm}$$

$$\text{Donc} \quad e \geq 20 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 version 2003 :

$$a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$a \geq h_e/20 \quad \longrightarrow \quad a \geq 266/20 \quad \text{Donc} \quad a = 16 \text{ cm}$$

Avec: $h_e = h_{e \text{ RDC}} - h_{pp} = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$

$a = 16 \text{ cm} > a_{\min} = 15 \text{ cm}$ (Condition Vérifiée)

Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères.

Chapitre III :
Dimensionnement Des Eléments
Secondaires

III.1.Introduction.

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l’acrotère, les escaliers et balcons.

Le calcul de ses éléments s’effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99 /V2003.

III.2.Acrotère.

III .2.1.Introduction.

L’acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, Il a pour rôle de : protéger les joints d’étanchéité, servant comme garde- corps et entretien des façades.

III.2.2.Dimension et modélisation de l’acrotère.

Dans le calcul, l’acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre (G) et à une surcharge (Q) ; La fissuration est considérée préjudiciable (calcul à l’E L U et à l’E.L.S) en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

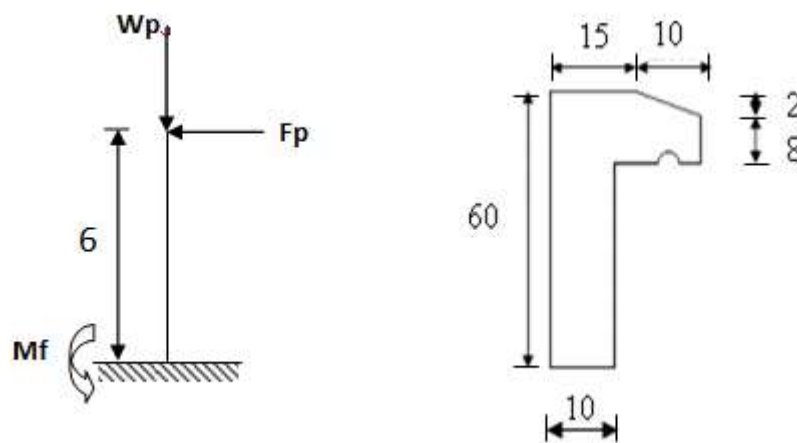


Figure III.1.Dimensions de l’acrotère et schéma statique.

III.2.3.Chargement :

A°) Charges permanentes

Surface de l’acrotère :

$$S = [(0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.15) - (0.15 \times \frac{0.02}{2})]$$

$$S = 0,0735 \text{ cm}^2$$

Poids propre de l’acrotère:

$$G = p_b \times s = 25 \times 0,0735 = 1,84 \text{ KN/ml}$$

Revêtement en ciment ($e = 2 \text{ cm}$; $p = 20 \text{ KN/m}^3$) :

$$\text{Périmètre} = 0,6 + 0,02 + 0,08 + 0,15 + 0,5 = 1,35 \text{ m}^2$$

$$G = p_{ci} \times e \times p_{\text{périmètre}} = 20 \times 0,02 \times 1,35 = 0,54 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,84 + 0,54 = 2,38 \text{ KN/ml}$$

B°) Charge d'exploitation:

$$Q = \text{Max} (F_p ; N_q) ; \text{ Avec : } N_q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

Calcul de F_p (Force horizontale pour les éléments secondaires des structures) :

D'après RPA 99/V2003 Art 6.2.3, Les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15, (Zone IIa, Groupe 2, Tableau 4. 1)

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$ (Elément en console)

W_p = poids propre de l'acrotère $W_p = 2,38 \text{ KN}$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,38 = 1,14 \text{ KN}$$

$$Q = \text{Max} (1,14 ; 1) = 1,14 \text{ KN/ml}$$

III.2.4.Sollicitations :**A°) Effort normal :**

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,38 = 3,21 \text{ KN/ml.}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 2,38 \text{ KN/ml.}$$

B°) Moment de flexion:

$$M_u = 1,5 \times N_q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_q = N_q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

c°) Effort tranchant:

$$V = N_q = 1 \text{ KN/m}$$

$$V_u = 1,5 V = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN/m}$$

III.2.5. Excentricité :

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{3,21} = 0,28 \text{ m}$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

[BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_a = \text{Max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{Max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{100}{250} \right] = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_G + e_a = 28 + 2 = 30 \text{ cm}$$

- Prise en compte forfaitaire des effets du second ordre en flexion- compression à l'ELU :

$$L_f = 2 \times L = 2 \times 0,6 = 120 \text{ cm}$$

On a :

$$\triangleright \frac{L_f}{h} = \frac{120}{15} = 8$$

$$\triangleright \text{Max} \left[15 ; 20 \times \frac{e_1}{h} \right] = \text{Max} \left[15 ; 20 \times \frac{30}{15} \right] = \text{Max} [15 ; 40] = 40$$

$$\triangleright \frac{L_f}{h} = 8 < \text{Max} \left[15 ; 20 \times \frac{e_1}{h} \right] = 40$$

h = La hauteur totale de la section dans la direction de flambement, $h=15\text{cm}$

$\frac{L_f}{h} < \text{Max} \left[15 ; 20 \times \frac{e_1}{h} \right]$, alors calcul en flexion composée en tenant compte de façon

Forfaitaire, de l'excentricité du second ordre.

e_2 : L'excentricité due aux effets du seconde ordre.[BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2 \times (2 + \alpha + \varphi)}{10^4 \times h}$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantané, ce rapport est généralement prise égal à 2.

α : Le rapporte du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi permanentes (M_G), au moment totale du premier ordre ($M_G + M_Q$).

D'après Le BAEL 91/99 A3.3.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Donc } \alpha = 0$$

$$e_2 = \left[\frac{3 \times (1,2)^2}{10^4 \times 0,15} \right] \times 2 = 0,0058 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 \quad \Rightarrow \quad e_0 = 0,30 + 0,0058 = 0,31 \text{ m}$$

III.2.6.Vérification de la compression partielle ou entière de la section :

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left[\frac{d-h}{2} \right] = 0,31 + \left[\frac{0,135-0,15}{2} \right] = 0,37 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_U \times e_A = 3,21 \times 0,37 = 1,19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{BC} = \frac{0,8h}{d} \times \frac{1-0,4h}{d} = \frac{0,8 \times 15}{13,5} \times \frac{1-0,4 \times 15}{13,5} = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{MuA}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{1,19 \times 10^3}{1 \times 135^2 \times 14,17} = 0,0046$$

$$\mu_{bu} = 0,0046 < \mu_{BC} = 0,49$$

Donc, la section est partiellement comprimée .Alors, le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b × h)= (100×15) cm².

III.2.7.Calcul de ferrailage :**Section d'armatures****A°) Section**

$$\mu = 0,0046 < \mu_l = 0,392 \text{ Donc } A'_s = 0$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0046}) = 0,0058$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0058 = 0,998$$

$$Z = d \times \beta = 0,135 \times 0,998 = 0,1347 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{MuA}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{1,19 \times 10^2}{348 \times 0,1347} = 25,39 \text{ mm}^2 = 0,253 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{As - Nu}{\sigma_{st}} = 25,39 - \left(\frac{3,21 \times 10^2}{348} \right) = 16,165 \text{ mm}^2 = 0,161 \text{ cm}^2$$

B°) Section minimale des armatures en flexion composée :**Les armatures principales :**

$$A_{smin} = 0,23 \times (b \times d \times f_{tj} / f_e) \times (e_0 - 0,45d / e_0 - 0,185d)$$

$$A_{smin} = 0,23 (100 \times 13,5 \times 2,1 / 400) [(31 - 0,45 \times 13,5) / (31 - 0,185 \times 13,5)] = 1,43 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{min} = \text{éléments exposés [BAEL 91/99 B 5.3.1]} :$$

$$A_{smin} = 0,0025 \times b \times h$$

$$A_s = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \text{Max} [0,161; 1,43; 3,75] = 3,75 \text{ cm}^2$$

- Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]
 $E \leq \text{Min} (2a ; 25\text{cm})$
 $E \leq \text{Min} (20 ; 25 \text{ cm})$
 $E \leq 250\text{cm}$
 On adopte : $5\phi 10 / \text{ml}$, soit : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $E = 20 \text{ cm}$.

Les armatures de répartitions :

[BAEL 91/99 A 8.2.4.1]

Cas de la présence des charges concentrées :

$$A_r = A_s / 3 = 3,93 / 3 = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]
 $E \leq \text{Min} (3a ; 33\text{cm})$
 $E \leq \text{Min} (30 ; 33 \text{ cm})$
 $E \leq 30 \text{ cm}$

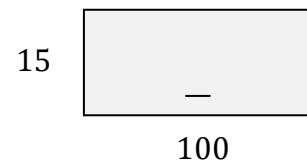


Figure III.2. Section de calcul.

Dans ce cas, on adopte : $4\phi 8 / 60 \text{ cm}$, soit : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $E = 15 \text{ cm}$.

III.2.8.Vérification des contraintes à l'E.L.S :

A°) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} e_A, \text{ avec } e_A = e_0 + (d-h/2) = 0,31 + (0,135 - 015/2) = 0,37 \text{ m}.$$

$$M_{ser} = 2,38 \times 0,37 = 0,88 \text{ kN.m}$$

B°) Position de l'axe neutre :

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

Avec : $A's = 0$ et $\eta = 15$, alors :

$$\left(\frac{b}{2}\right) y^2 - n A_s (d - y) = 0$$

$$\left(\frac{100}{2}\right) y^2 - 15 \times 3,93 (13,5 - y) = 50y^2 + 58,95y - 895,83 = 0$$

$$Y = 3,68 \text{ cm}$$

C°) Moment d'inertie :

$$I = \left(\frac{b}{3}\right) y^3 + n [A_s (d - y)^2 + A's (y - d')^2]$$

$$I = \left[\frac{100 \times (3,68)^3}{3}\right] + [15 \times 3,93 (13,5 - 3,48)^2] = 7579,80 \text{ cm}^4$$

D°) contrainte dans le béton comprimé :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,88 \times 10^2}{7579,80} = 0,01 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

e°) contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \times f_{t28}) \right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\Phi \leq 6 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} (266,67; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) (d-y) = 15 \frac{0,88 \times 10^3}{7579,80} (13,5 - 3,68) = 17,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 17,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

III.2.9. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times h}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 201,63 \frac{1,5}{1 \times 0,135} = 11,11 \text{ KN/m}^2 = 0,0111 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \text{Min} (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,0111 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

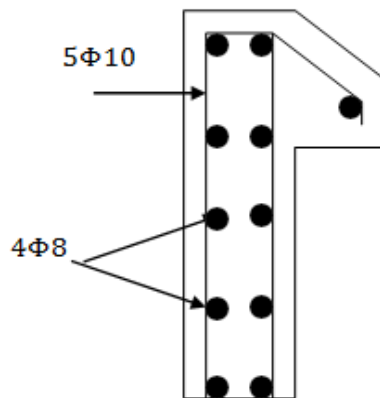


Figure III.3. Schéma de ferrailage d'acrotère.

III.3. Etude des balcons (3 cotés) :

Les balcons sont des dalles pleines encastree dans les poutres et libre dans l'autre coté.

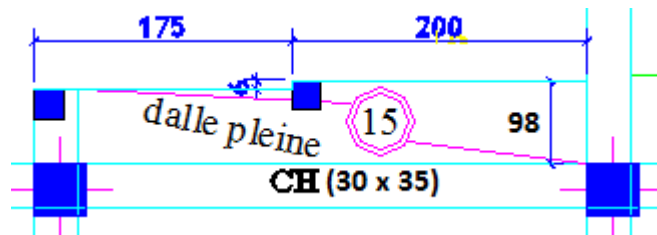


Figure III.4. Schéma statique de balcon.

$$e \geq \frac{L}{10} \longrightarrow e \geq \frac{100}{10}$$

Avec : $L = 1\text{ m}$, c'est la largeur de balcon.

$$e \geq 10\text{ cm} \quad \text{On Prend } e = 15\text{ cm}$$

$$L_x = 0,98\text{ m}, L_y = 3,33\text{ m}$$

$$p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,98}{3,33} = 0,3 < 0,4 \quad \text{Donc la dalle porte suivant un seul sens } L_x.$$

III.3.1. Combinaisons des charges :

$$Q = 0,350\text{ t/m}^2, G = 0,511\text{ t/m}^2, G_1 = 100\text{ Kg/m} \quad (\text{La charge du garde corps})$$

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,511 + 1,5 \times 0,350$$

$$q_u = 1,215\text{ t/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = Q + G = 0,350 + 0,511$$

$$q_s = 0,861\text{ t/ml}$$

III.3.2. Détermination des sollicitations :

E.L.U :

D'après le tableau de Barres :

$$M_{ax} = 0,6096\text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0,1872\text{ t.m}$$

$$T_{max} = 0,2192\text{ t}$$

E.L.S :

D'après le tableau de Barres :

$$M_{ax} = 0,3728\text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0,1119\text{ t.m}$$

$$T_{max} = 3,92\text{ t}$$

III.3.3.Calcul du ferrailage :

ELU : Fissuration préjudiciable

En travée :

$$M_{tx} = 0,1872 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,1872 \times 10^5}{1 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,072$$

$$\mu_{bu} = 0,072 < \mu_l = 0,0392 \quad \text{Donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,072}) = 0,093.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,093 = 0,9628$$

$$Z = d \times \beta = 0,135 \times 0,9628 = 0,130 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{MuA}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{0,1872 \times 10^5}{348 \times 0,130} = 413,79 \text{ mm}^2 = 4,137 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$4T12 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis:

$$\text{Max} = 0,6096 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,6096 \times 10^5}{1 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,24$$

$$\mu_{bu} = 0,24 < \mu_l = 0,392 \quad \text{Donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,35$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,86$$

$$Z = d \times \beta = 0,116 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{MuA}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{0,6096 \times 10^5}{348 \times 0,116} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{s\min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times \frac{100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

ELS:

Fissuration préjudiciable

En travée

$$M_{tser} = 0,1119 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,1119 \times 10^5}{1 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,043$$

$$\mu_{bu} = 0,043 < \mu_l = 0,392 \quad \text{Donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,055$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$$

$$Z = d \times \beta = 0,132 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{MuA}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{0,1119 \times 10^5}{348 \times 0,132} = 0,24 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T8 \longrightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$BX^2/2 + \eta A_s (d - X)$$

$$X1 = 50X^2 - 30,15(13,5 - X) = 0$$

$$X = 2,57 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times (x)^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{100 \times (2,57)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (13,5 - 2,57)^2$$

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

Contraint de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tser} \cdot X}{I} = \frac{0,1119 \times 10^5 \times 2,57}{4167,69} = 6,90 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 6,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Contrainte d'acier :

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

$$f_{tj} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} (266,67 ; 201,63) \longrightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-x) = 15 \frac{0,1119 \times 10^5}{4167,69} (13,5 - 2,57) = 4,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 4,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

En appuis :

$$M_{aser} = 0,3728 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,3728 \times 10^5}{1 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,14$$

$$\mu_{bu} = 0,14 < \mu_l = 0,392 \quad \text{Donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,19$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,924$$

$$Z = d \times \beta = 0,12 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{MuA}{\sigma_{st} \times z} = \frac{0,3728 \times 10^5}{348 \times 0,12} = 0,89 \text{ cm}^2$$

$$4T14 \longrightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$BX^2/2 + \eta A_s (d - X)$$

$$X1 = 50X^2 - 47,1(13,5 - X) = 0$$

$$X = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times (x)^3}{3} + 15 A_s (d-x)^2 = \frac{100 \times (3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

III.3.4.Vérification des contraintes :

Contraint de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tser} \cdot X}{I} = \frac{0,3728 \times 10^5 \times 3,13}{6087,13} = 1,92 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Contraint d'acier :

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

$$f_{tj} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} (266,67 ; 201,63) \longrightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-x) = 15 \frac{0,3728 \times 10^5}{6087,13} (13,5 - 3,13) = 95,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 95,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Calcul l'espacement :

$$S_t \geq S_{tmax} = \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = (12,15 ; 40 \text{ cm}) = 12,15 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition:

En appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2T10 = 1,57 cm² espacée de 20 cm

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2T10 = 1,57 cm² espacée de 20 cm.

III.3.5.Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$T_u = 0,2192 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{0,2192 \times 10^5}{1000 \times 135}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \text{Min} (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée)

III.3.6.Vérification de la flèche :

$$\frac{ht}{Lx} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,15 > 0,062 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,6}{fe} \Rightarrow 0,033 < 0,09 \text{ (Condition vérifiée)}$$

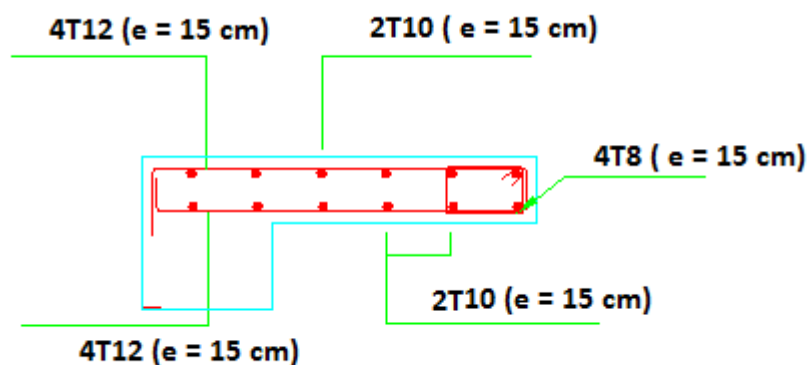


Figure III.5.Schéma de Ferrailage du balcon.

III.4.L'escalier :

III.4.1.Introduction :

Les escaliers sont des éléments importants, Qui servent à relier deux niveaux différents de construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.4.2.Détermination des charges et surcharge de calcul :

Le poids propre de la paillasse $G_{paillasse} = 9,9 \text{ KN/m}^2$;
 Le poids propre du palier $G_{palier} = 5,54 \text{ KN/m}^2$;
 L'escalier peut supporter une charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$;
 La résistance du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
 La limite élastique des aciers $f_e = 400 \text{ MPa}$.

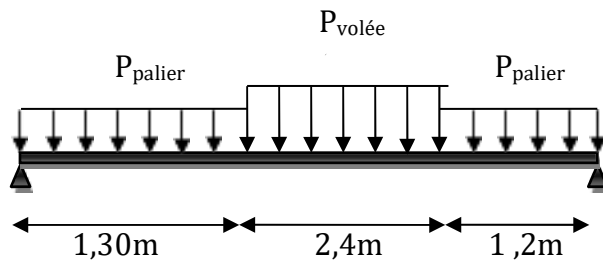


Figure III.6.Schéma statique de l'escalier à deux volées.

III.4.3.Combinaisons des charges :

➤ **ELU :**

$$Q_{1u} = 1,35 \times G_{paillasse} + 1,5 \times Q = 1,35 \times 9,9 + 1,5 \times 2,5 = 17,12 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{2u} = 1,35 \times G_{palier} + 1,5 \times Q = 1,35 \times 5,54 + 1,5 \times 2,5 = 11,23 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$Q_{1u} = G_{paillasse} + Q = 9,9 + 2,5 = 12,4 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{2u} = G_{palier} + Q = 5,54 + 2,5 = 8,04 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.1.Sollicitation maximales des moments et d'efforts tranchants.

Sollicitation maximales	ELU	ELS
T_{max} (KN)	34,51	24,87
M_{max} (kN.m)	35,37	25,54

III.4.4.Sollicitations de calcul :

➤ **ELU :**

En travée : $M_t = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 35,37 = 30,06 \text{ kN.m}$

Sur-appui : $M_a = 0,4 \times M_{max} = 0,4 \times 35,37 = 14,15 \text{ kN.m}$

➤ **ELS :**

En travée : $M_t = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 25,54 = 21,71 \text{ kN.m}$

Sur-appui : $M_a = 0,4 \times M_{max} = 0,4 \times 25,54 = 10,22 \text{ kN.m}$

III.4.5.Calcul des Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1ml.

La section à calculée : $(b \times h = 100 \times 15,3)$; d'où : $d = 0,9 \times h$, On prend $d = 13,77$ cm

En travée :

Section d'armatures

A°) Section**A L'E.L.U:**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{30,06 \times 10^3}{1 \times (13,77)^2 \times 14,17} = 0,111$$

$$\mu = 0,111 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,111}) = 0,147$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,147 = 0,941$$

$$z = d \times \beta = 0,137 \times 0,941 = 0,129 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u A}{\sigma_{st} \times z} = \frac{30,06 \times 10^3}{348 \times 0,129} = 669,61 \text{ mm}^2 = 6,69 \text{ cm}^2$$

B°) Section minimale des armatures en flexion simple:✓ **Les armatures principales :**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times \frac{100 \times 13,77 \times 2,1}{400} = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(6,69 ; 1,66) = 6,69 \text{ cm}^2.$$

• **Espacement :** éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]

$$E \leq \text{Min}(3a ; 33 \text{ cm})$$

$$E \leq \text{Min}(45 ; 33 \text{ cm})$$

$$E \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } 6T12 / \text{ml}, A_s = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; E = 25 \text{ cm}$$

✓ **Les armatures de répartitions :** [BAEL 91/99 A 8.2.4.1]

Cas de la présence des charges concentrées (Garde-corps) :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :** éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]

$$E \leq \text{Min}(3a ; 33 \text{ cm})$$

$$E \leq \text{Min}(45 ; 33 \text{ cm})$$

$$E \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Dans ce cas, On adopte : } 4T8 / \text{ml}, A_s = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; E = 25 \text{ cm}.$$

III.4.6.Vérification des contraintes à l'E. L. S :**A°) Moment de service :**

$$M_{\text{ser}} = 21,71 \text{ KN.m}$$

B°) Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec : } A_s = 6,79 \text{ cm}^2, A's = 0, b = 100 \text{ cm}, d = 13,77 \text{ cm et } \eta = 15$$

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d-y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 101,85y - 1402,47 \Rightarrow y = 4,37 \text{ cm}$$

C°) Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta [A_s (d - y)^2] = \frac{100}{3} (4,37)^3 + 15 [6,79(13,77 - 4,37)^2] \Rightarrow I = 11781,25 \text{ cm}^4$$

D°) Contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{21,71 \times 10^3}{11781,25} \times 4,37 = 8,05 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 8,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

e°) Contrainte dans l'acier σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

Avec : η coefficient de fissuration pour les acier

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{21,71 \times 10^3}{11781,25} (13,77 - 4,37) \Rightarrow \sigma_{st} = 243,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 243,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

III.4.7.Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{34,51 \times 10^3}{1000 \times 137,7} = 0,251 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,20f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (3,33 ; 5) \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,251 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Sur- appui :

A°) Section

E.L.U :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{14,17 \text{ MPa}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,15 \times 10^3}{1 \times (137,7)^2 \times 14,17} = 0,0527$$

$$\mu = 0,0527 < \mu_l = 0,392 \quad ; A's = 0$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0527}) = 0,0678$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0678 = 0,973$$

$$z = d \times \beta = 0,137 \times 0,973 = 0,133 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u A}{\sigma_{st} \times z} = \frac{14,15 \times 10^3}{348 \times 0,133} = 305,72 \text{ mm}^2 = 3,05 \text{ cm}^2$$

B°) Section minimale des armatures en flexion simple :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times \frac{100 \times 13,77 \times 2,1}{400} = 1,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \text{Max} (3,05 ; 1,66) \text{ cm}^2 = 3,05 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :** éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]

$$E \leq \text{Min} (3a ; 33 \text{ cm})$$

$$E \leq \text{Min} (45 ; 33 \text{ cm})$$

$$E \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte : 4T10 /ml , $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $E = 25 \text{ cm}$

- **Les armatures de répartitions :** [BAEL 91/99 A 8.2.4.1]

Cas de la présence des charges concentrées (Garde-corps) :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :** éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]

$$E \leq \text{Min} (3a ; 33 \text{ cm})$$

$$E \leq \text{Min} (45 ; 33 \text{ cm})$$

$$E \leq 33 \text{ cm}$$

Dans ce cas, On adopte : 4T8/ml , $A_s = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $E = 25 \text{ cm}$

III.4.8.Vérification des contraintes à l'E. L. S :

A°) Moment de service :

$$M_{ser} = 10,22 \text{ KN.m}$$

B°) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}Y^2 + \eta (A_s + A's)y - \eta (d \times A_s + d' \times A's) = 0$$

Avec : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$, $A's = 0$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 13,77 \text{ cm}$ et $\eta = 15$

$$\frac{b}{2}Y^2 - \eta A_s (d-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 648,57 = 0 \Rightarrow y = 3,16 \text{ cm}$$

C°) Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta [A_s (d - y)^2] = \frac{100}{3} (3,16)^3 + 15 [3,14 (13,77 - 3,16)^2] = 6353,96 \text{ cm}^4$$

D°) Contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,22 \times 10^3}{6353,96} \times 3,16 = 5,08 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

e°) Contrainte dans l'acier σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

Avec : η coefficient de fissuration pour l'acier

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{10,22 \times 10^3}{6353,96} (13,77 - 3,16) = 255,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 255,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

III.4.9.Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{34,51 \times 10^3}{1000 \times 137,7} = 0,251 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,20f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,251 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

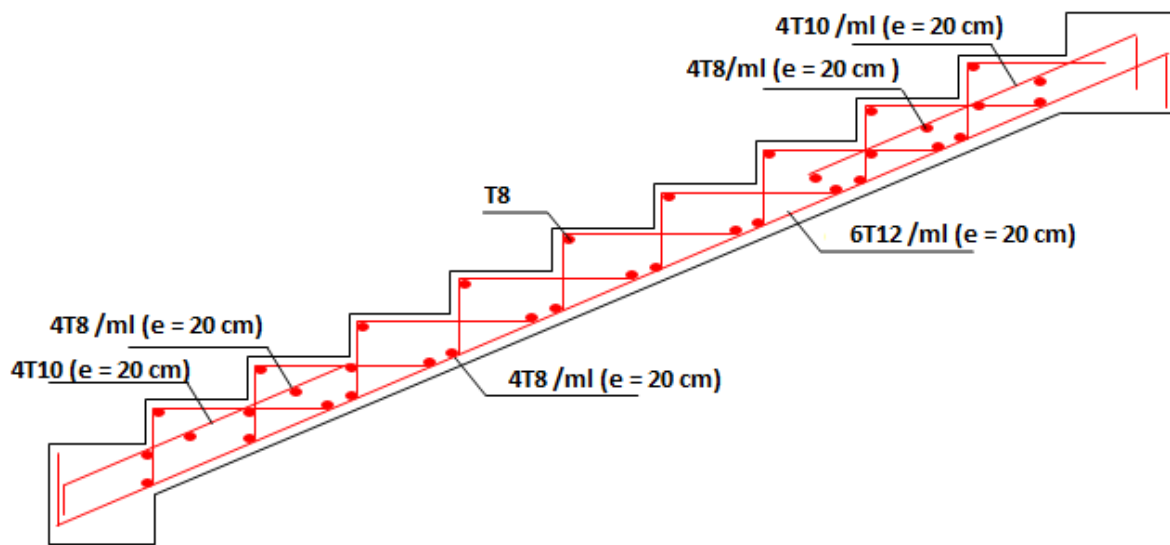


Figure III.7. Schéma de ferrailage de l'escalier.

Conclusion :

L'étude des éléments secondaires dans la structure à pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers de notre ouvrage.

Chapitre IV : Les Planchers

IV.I. Introduction :

Les planchers sont des éléments secondaires horizontaux destinés à supporter les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils jouent un rôle d'isolants entre les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

IV.2. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T.
- Remplissage en corps creux d'épaisseur 16 cm.
- Une dalle de compression d'épaisseur 4 cm.

IV.2.1. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont calculées en deux phases:

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

IV.2.1.1. Avant coulage :

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

- Son poids propre.
- Poids propre de corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier

A°) les sollicitations

- **Charges permanente :**

Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{KN/ml}$

Poids propre du corps creux : $0.60 \times 1 = 0.6 \text{KN/ml}$

Donc **G=0.72KN/ml**

- **Surcharge d'exploitation :**

Surcharge due aux ouvriers : $0.60 \times 2.5 = 1.5 \text{KN/ml}$

Donc **Q =1.5kN/ml**

B°) les combinaisons :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q$$

On prend : $L_{\max} = 4.40 \text{ m}$

$$q_u = 1.35 (0.72) + 1.5 (1.5)$$

$$q_u = 3.22 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 0.72 + 1.5$$

$$q_s = 2.22 \text{ KN/ml}$$

C°) Calcule des efforts tranchants et moments maximaux en travée :

L'expression des moments maximaux dans une telle poutre isostatique est donnée

$$\text{Par} : M_{\max} = \frac{qu(L)^2}{8}$$

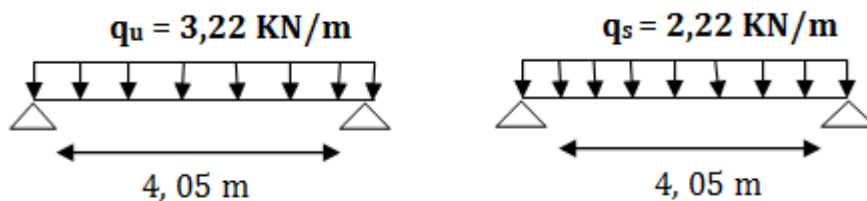


Figure IV.1. Poutre isostatique.

$$M_u = \frac{3.22 \times (4.40)^2}{8}$$

$$M_u = 7.79 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{2.22 \times (4.40)^2}{8}$$

$$M_s = 5.37 \text{ KN.m}$$

C°) calcule des armatures:

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\mu = \frac{7.79}{5.37}$$

$$\mu = 1.45 > \mu_l = 0.39$$

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

IV.2.1.2. Après coulage :

Après le coulage et le durcissement et du béton de dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T de dimension suivant :

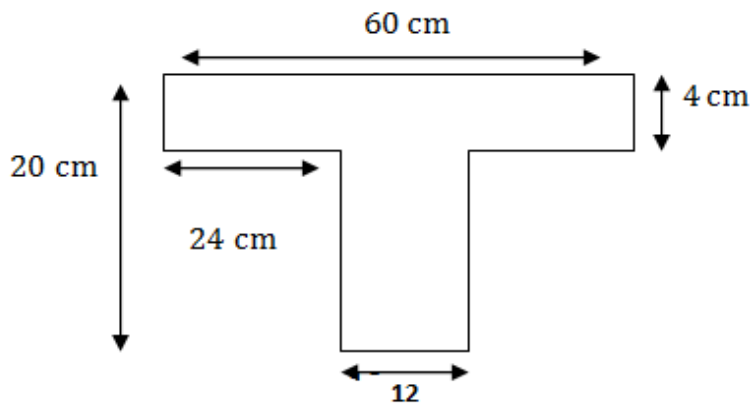


Figure IV.2. Poutrelle après le coulage de la table de compression.

Tableau IV.1. Action de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	1,35G + 1,5Q	G + Q
Plancher terrasse	6,68	1,00	10,52	7,68
Plancher étage courant	5,21	1,5	9,28	6,71
RDC	5,21	2,5	17,78	7,71

A °) Calcul des actions :

$$\text{ELU} : q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,60$$

$$\text{ELS} : q_s = (G+Q) \times 0,60$$

Conclusion :

Le plancher de RDC est le plus sollicité.

B °) Sollicitation des calcule :

Pour la détermination des moments en travées, les moments aux appuis et les efforts tranchant le BAEL91/99 propose trois méthodes de calcule :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.
- **Méthode forfaitaire :**

Elle consiste à évaluer les moments maximaux sur les appuis M_a et en travées M_t , fixés forfaitairement par rapport à la valeur isostatique M_0 dans la travée.

✓ **Vérification des conditions de la méthode de forfaitaire :**

Solon l'article B.6.2, 210 de C.B.A93, cette méthode est utilisée si les conditions suivant vérifiées :

- 1) $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 2 \times 5,21 = 10,42 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$
- 2) Le moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) $0,8 \leq \frac{L_n}{L_n - 1} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{2,4}{3,4} = 0,71 \leq 1,25 \dots\dots\dots$ (Condition non Vérifiée).
- 4) La fissuration préjudiciable

Cette méthode n'est pas applicable car la condition 3 n'est pas vérifier .Donc on utilise la méthode de Caquot exposée ci-dessous :

➤ **Méthode de Caquot :**

La méthode de Caquot est applicable généralement pour les plancher à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

✓ **Règle des moments :**✓ **Les moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{q_w (L'w)^3 + q_e (L'e)^3}{8,5(L'w + L'e)}$$

Avec :

M_a : moments aux appuis du aux charge réparties sur les deux travées.

q_w, q_e : charge uniformément répartie d'intensité.

$L' = L$ Pour une travée de rive.

$L' = 0,8 L$ Pour une travée intermédiaire.

✓ **Les moments en travées :**

$$M_t = M_w - V_w \cdot X - \frac{qX^2}{2}$$

$$V_w = -\frac{qL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = V_w + q \times L$$

$$X = -\frac{V_w}{qu}$$

Avec :

M_t : le moment maximale en travée.

M_w, M_e : les moments fictifs.

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

V_e : L'effort tranchant sur l'appui droit.

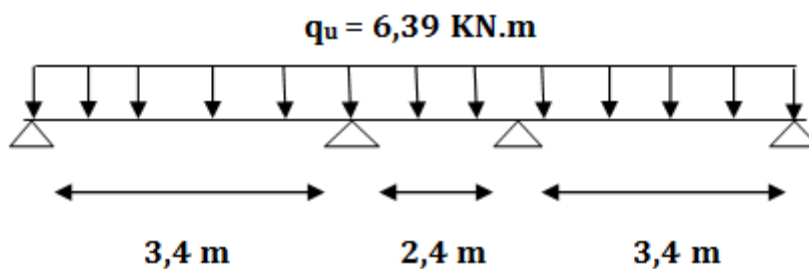
✓ **Application de la méthode :****Type 01 : poutrelles à 03 travées**

Figure IV.3.Poutrelles à 03 travées.

Les moments aux appuis :

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = -\frac{6,39 \times (3,4)^3 + 6,39 \times (1,92)^3}{8,5 \times (3,4 + 1,92)} = -6,55 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{6,39 \times (1,92)^3 + 6,39 \times (3,4)^3}{8,5 (1,92 + 3,4)} = -6,55 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0$$

✓ **Les moments en travées:**

$$V_w = -\frac{6,39 \times 3,4}{2} + \frac{0 - (-6,55)}{3,4} = -8,94 \text{ KN}$$

$$V_e = -8,94 + 6,39 \times 3,4 = 12,79 \text{ KN}$$

$$X = \frac{-(-8,94)}{6,39} = 1,4 \text{ m}$$

$$M_t = 0 - (-8,94 \times 1,4) - \frac{6,39 \times (1,4)^2}{2} = 6,25 \text{ KN.m}$$

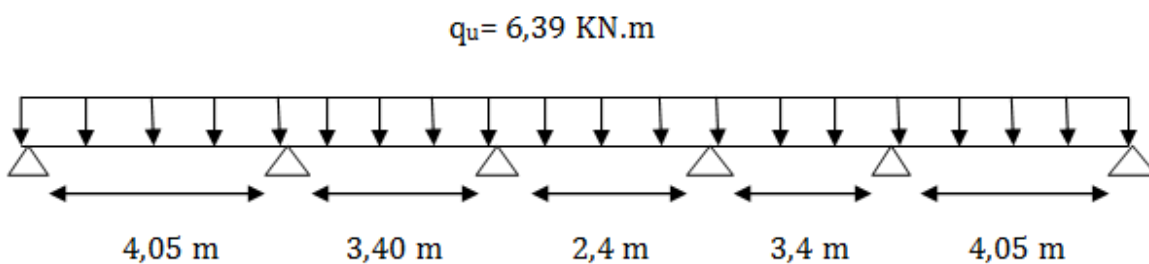
Type 02 : poutrelles à 05 travées

Figure IV.4. Poutrelles à 05 travées.

Les moments aux appuis :

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = -\frac{6,39 \times (4,05)^3 + 6,39 \times (2,72)^3}{8,5 (4,05 + 2,72)} = -9,61 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{6,39 \times (2,72)^3 + 6,39 \times (1,92)^3}{8,5 (2,75 + 1,92)} = -4,41 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4,41 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -9,61 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0$$

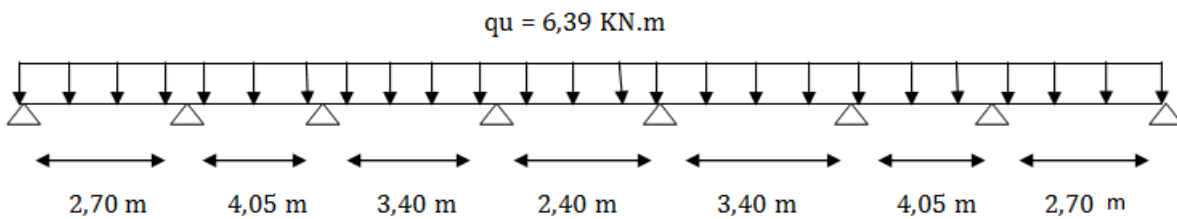
✓ **Les moments en travées:**

$$V_w = -\frac{6,39 \times 4,05}{2} + \frac{0 - (-9,61)}{4,05} = 10,57$$

$$V_e = -10,57 + (6,39 \times 4,05) = 15,31$$

$$X = \frac{-(-10,57)}{6,39} = 1,65 \text{ m}$$

$$M_t = 0 - (-10,57 \times 1,65) - \frac{6,39 \times (1,65)^2}{2} = 8,74 \text{ KN.m}$$

Type 03: poutrelles à 07 travées**Figure IV.5.**Poutrelles à 07 travées.✓ **Les moments aux appuis :**

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = - \frac{6,39 \times (2,7)^3 + 6,39 \times (3,24)^3}{8,5 (2,7 + 3,24)} = -6,80 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - \frac{6,39 \times (3,24)^3 + 6,39 \times (2,72)^3}{8,5 (3,24 + 2,72)} = -6,83 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = - \frac{6,39 \times (2,72)^3 + 6,39 \times (1,92)^3}{8,5 (2,72 + 1,92)} = -4,41 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = - \frac{6,39 \times (1,92)^3 + 6,39 \times (2,72)^3}{8,5 (1,92 + 2,72)} = -4,41 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = - \frac{6,39 \times (2,72)^3 + 6,39 \times (3,24)^3}{8,5 (2,72 + 3,24)} = -6,83 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = - \frac{6,39 \times (3,24)^3 + 6,39 \times (2,7)^3}{8,5 (3,24 + 2,7)} = -6,80 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0$$

✓ **Les moments en travées :**

$$V_w = - \frac{6,39 \times 2,7}{2} + \frac{0 - (-6,80)}{2,7} = -6,10 \text{ KN}$$

$$V_e = -6,10 + (6,39 \times 2,7) = 11,15 \text{ KN}$$

$$X = \frac{-(-6,10)}{6,39} = 0,1 \text{ m}$$

$$M_t = 0 - (-6,10 \times 0,1) - \frac{6,39 \times (0,1)^2}{2} = 0,58 \text{ kN.m}$$

Tableau IV.2. Les moments et les efforts tranchants à ELU.

Type	Travée	L(m)	Q (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)	X(m)	M _t (KN.m)
01	AB	3,4	6,39	0	-6,55	-8,94	12,79	1,40	6,25
	BC	2,4	6,39	-6,55	-6,55	-7,67	7,67	1,20	-1,95
	CD	3,4	6,39	-6,55	0	-12,79	8,94	2,00	6,25
02	AB	4,05	6,39	0	-9,61	-10,57	15,31	1,65	8,74
	BC	3,40	6,39	-9,61	-4,41	-12,39	9,34	1,94	2,40
	CD	2,40	6,39	-4,41	-4,41	-7,68	7,67	1,20	0,21
	DE	3,40	6,39	-4,41	-9,61	-9,33	12,40	1,46	2,40
	EF	4,05	6,39	-9,61	0	-15,31	10,57	2,40	8,74
03	AB	2,70	6,39	0	-6,80	-6,10	11,15	0,10	0,58
	BC	4,05	6,39	-6,80	-6,83	-12,93	12,95	2,02	6,28
	CD	3,40	6,39	-6,83	-4,41	-11,57	10,16	1,80	3,64
	DE	2,40	6,39	-4,41	-4,41	-7,67	7,67	1,20	0,19
	EF	3,40	6,39	-4,41	-6,83	-10,15	11,58	1,60	3,65
	FG	4,05	6,39	-6,83	-6,80	-12,95	12,93	2,03	6,29
	GH	2,70	6,39	-6,80	0	-11,15	6,10	1,70	2,92

✓ Diagramme des moments et d'effort tranchant à ELU:

Type 01:

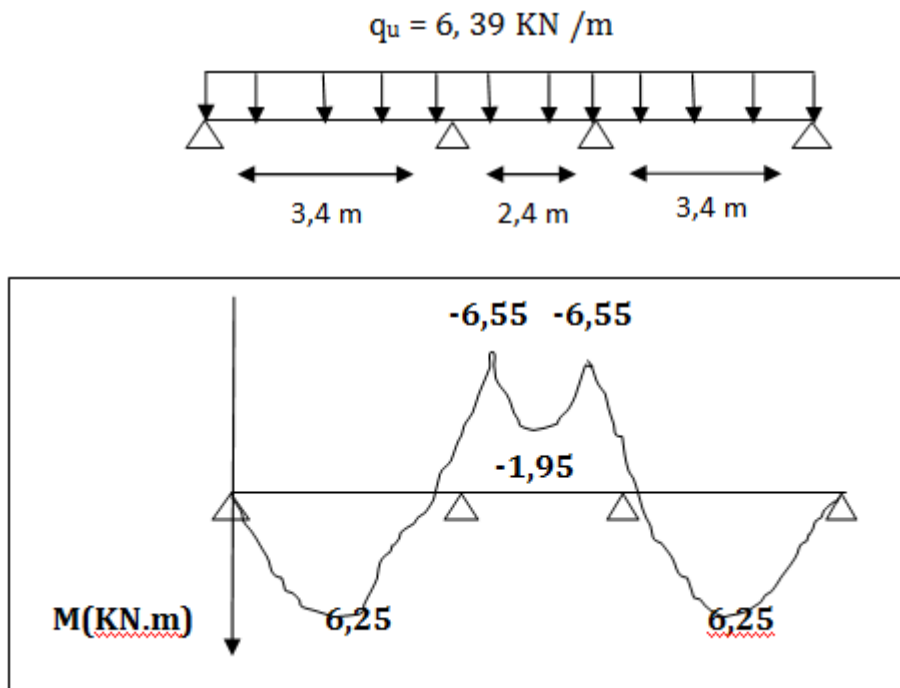


Figure IV.6. Diagramme des moments à L'ELU (Type 01).

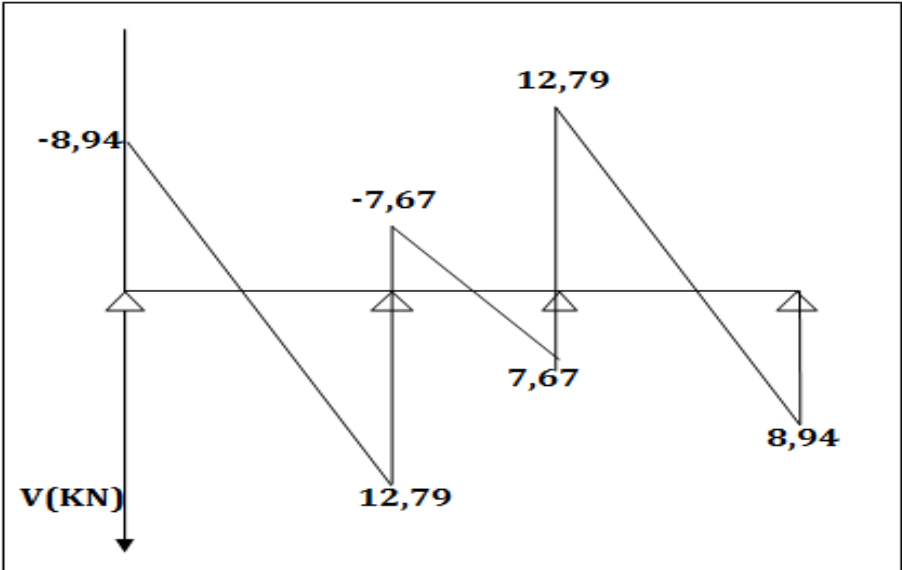


Figure IV.7. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU (Type 0

Type 02:

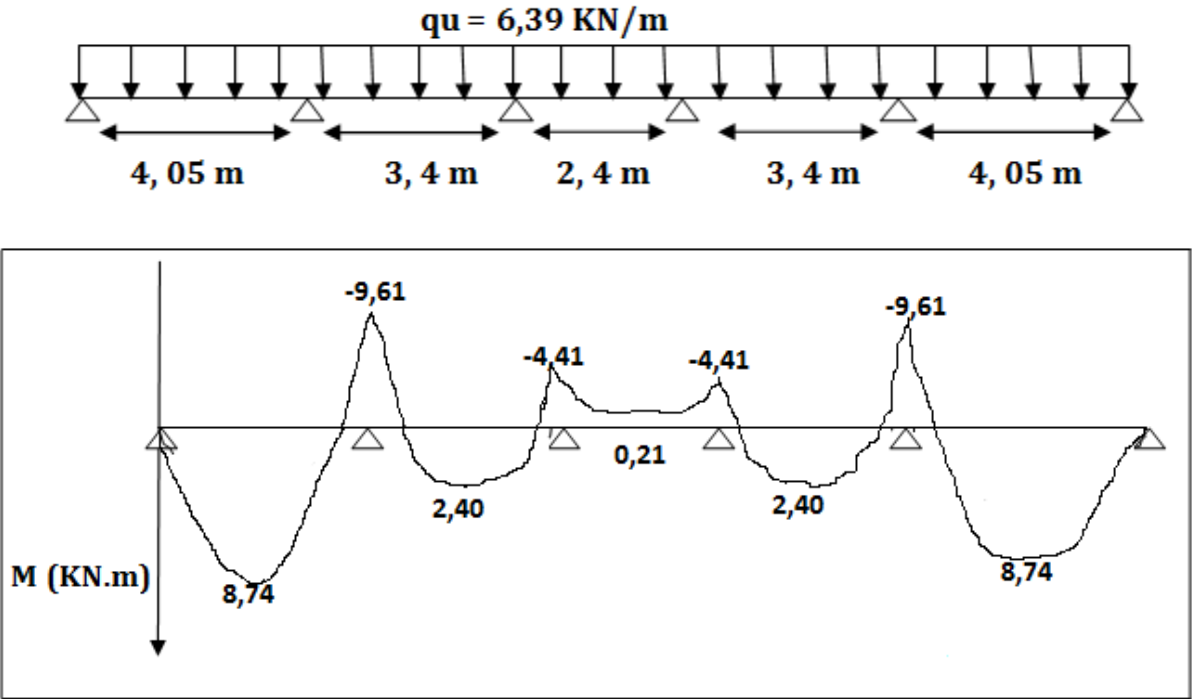


Figure IV.8. Diagramme des moments à L'ELU (Type 02).

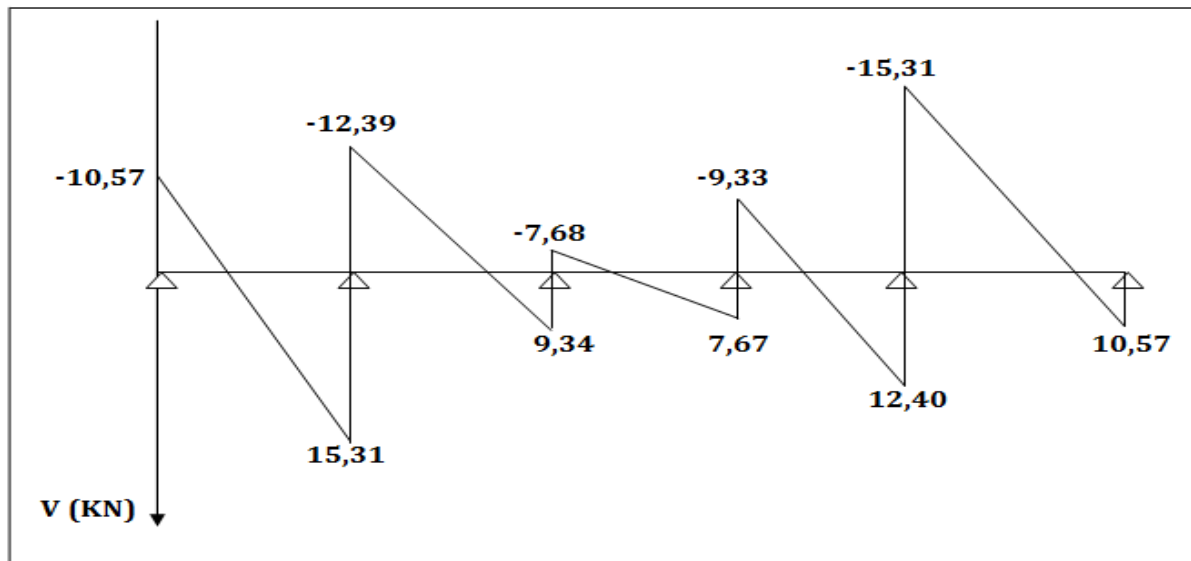


Figure IV.9. Diagramme de L'effort tranchant à L'ELU (Type 02).

Type 03:

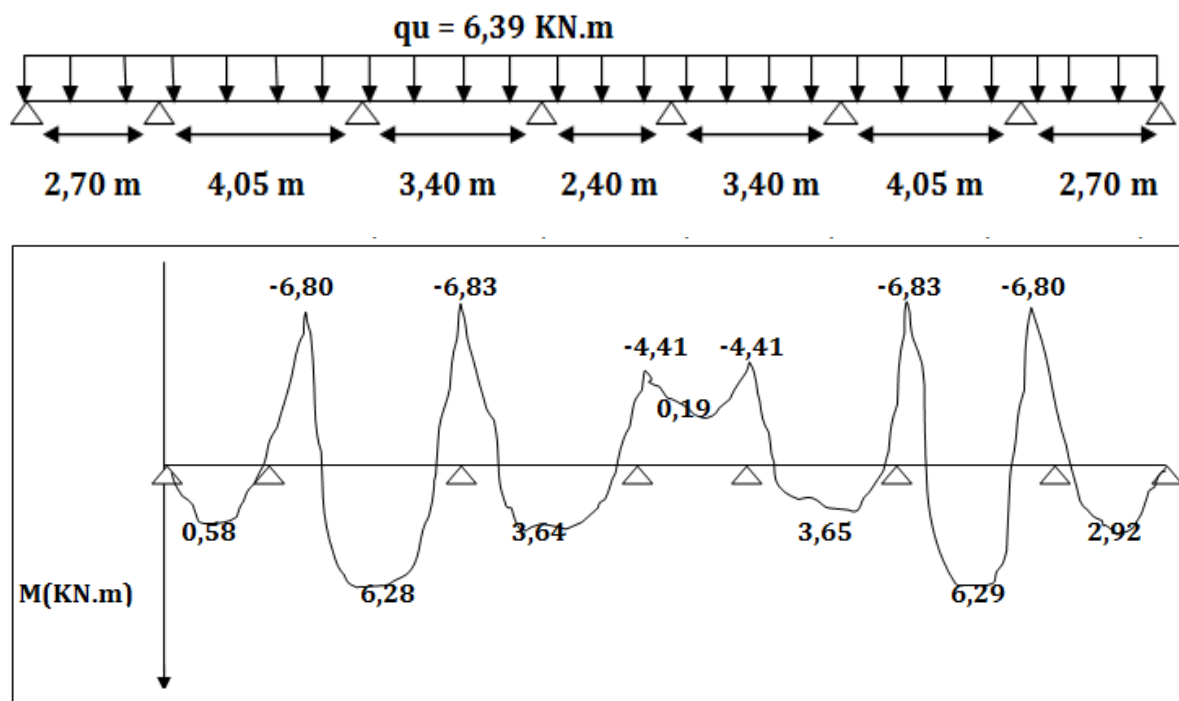


Figure IV.10. Diagramme des moments à ELU (Type 03).

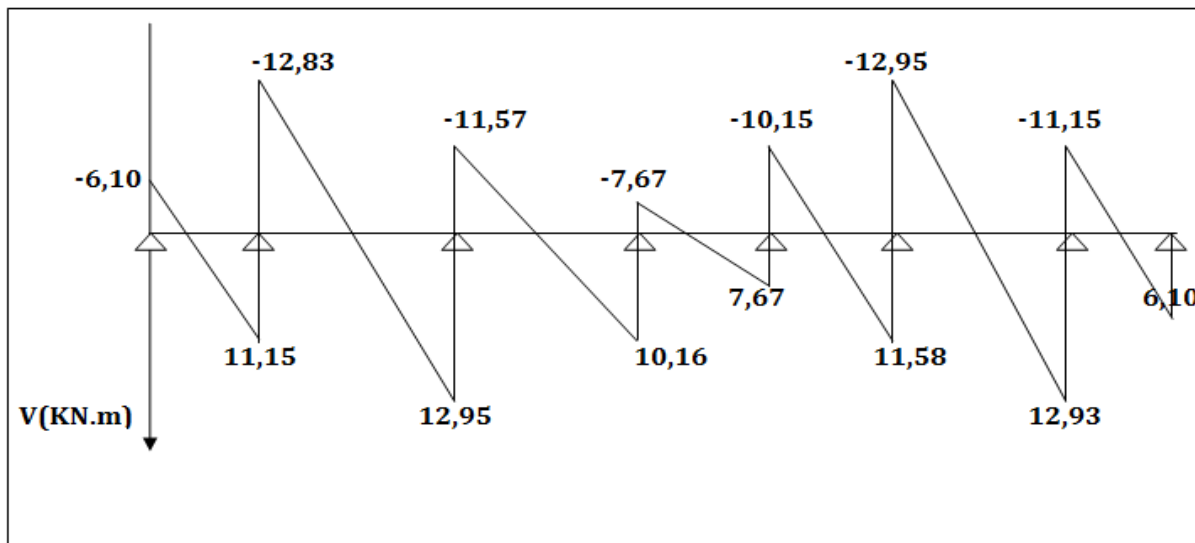


Figure IV.11. Diagramme de l'effort tranchant à ELU (Type 03).

Tableau IV.3. Les moments et les efforts tranchants à ELS.

Type	Travée	L (m)	Q (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)	X (m)	M _t (KN.M)
01	AB	3,40	4,63	0	-4,75	-6,47	9,27	1,40	4,52
	BC	2,40	4,63	-4,74	-4,74	-5,56	5,55	1,20	-1,18
	CD	3,40	4,63	-4,74	0	-9,27	6,47	2,00	4,53
02	AB	4,05	4,63	0	-6,78	-7,65	11,10	1,65	6,32
	BC	3,40	4,63	-6,78	-3,07	-9,02	6,72	1,95	1,87
	CD	2,40	4,63	-3,07	-6,98	-5,56	5,55	1,20	0,27
	DE	3,40	4,63	-6,98	-3,07	-6,72	9,02	1,45	1,81
	EF	4,05	4,63	-3,07	0	11,10	7,65	2,40	8,33
03	AB	2,70	4,63	0	-4,92	-4,42	0,08	0,10	0,47
	BC	4,05	4,63	-4,92	-4,95	-8,82	9,94	1,90	3,48
	CD	3,40	4,63	-4,95	-3,19	-8,39	7,35	1,81	2,65
	DE	2,40	4,63	-3,19	-3,19	-5,56	5,55	1,20	0,15
	EF	3,40	4,63	-3,19	-4,95	-7,35	8,39	1,59	2,64
	FG	4,05	4,63	-4,95	-4,92	-9,38	9,37	2,03	4,55
	GH	2,70	4,63	-4,92	0	-8,07	4,34	1,47	2,11

✓ Diagramme des moments et d'effort tranchant ELS:

Type 01:

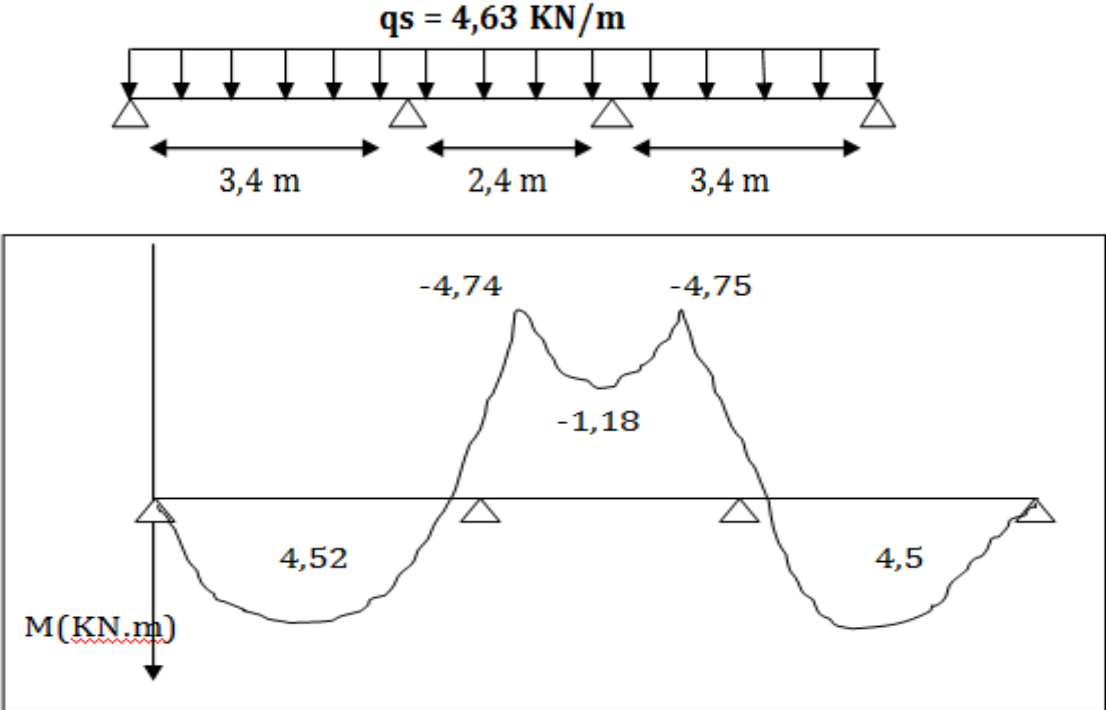


Figure IV.12. Diagramme des moments à L'ELS (Type 01).

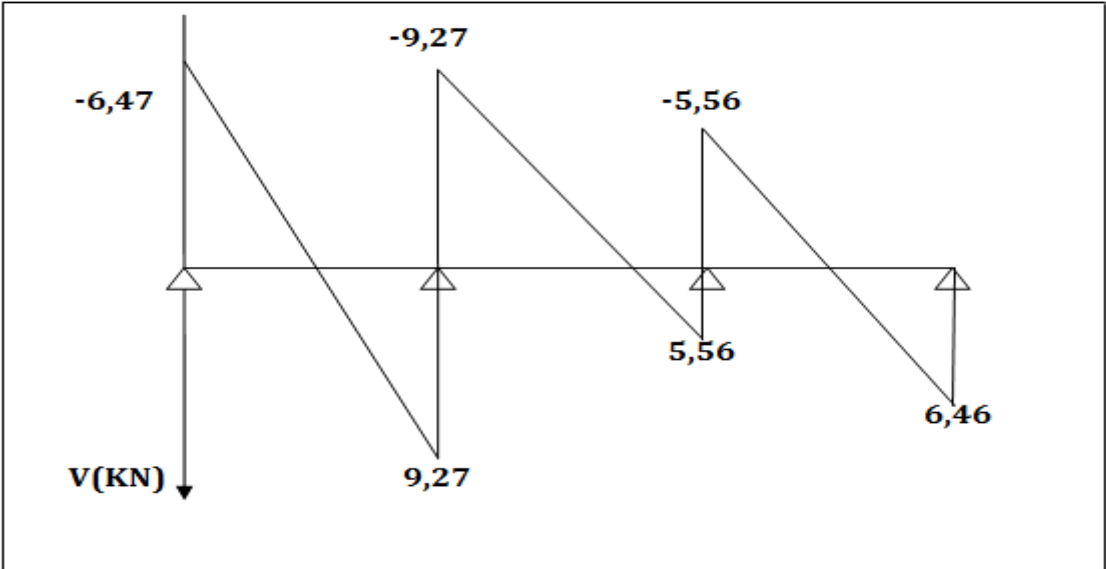


Figure IV.13. Diagramme de l'effort tranchant à ELS (Type 01).

Type 02:

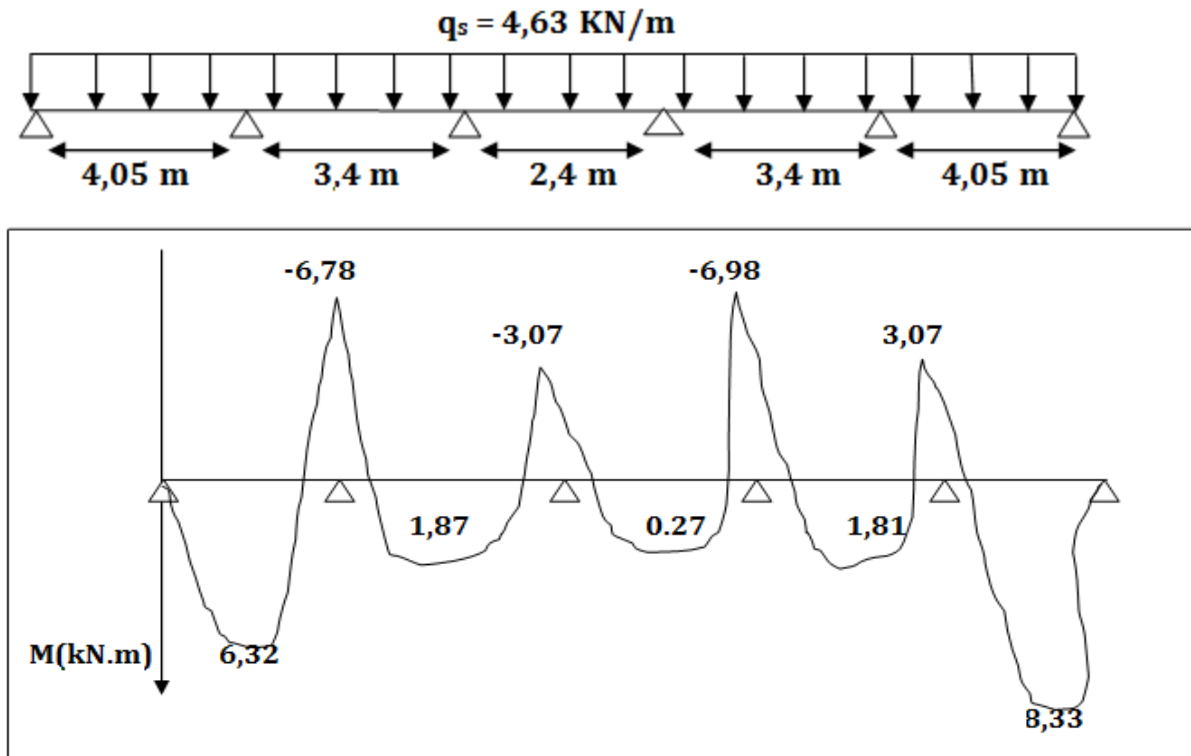


Figure IV.14. Diagramme des moments à ELS (Type 03).

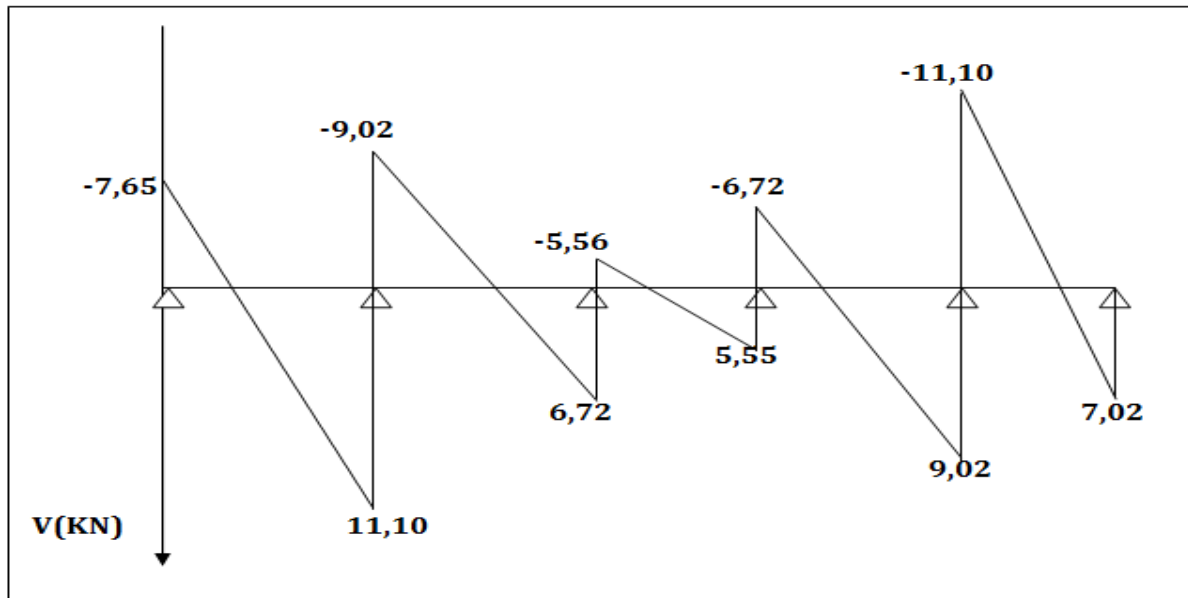


Figure IV.15. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS (Type 02).

Type 03:

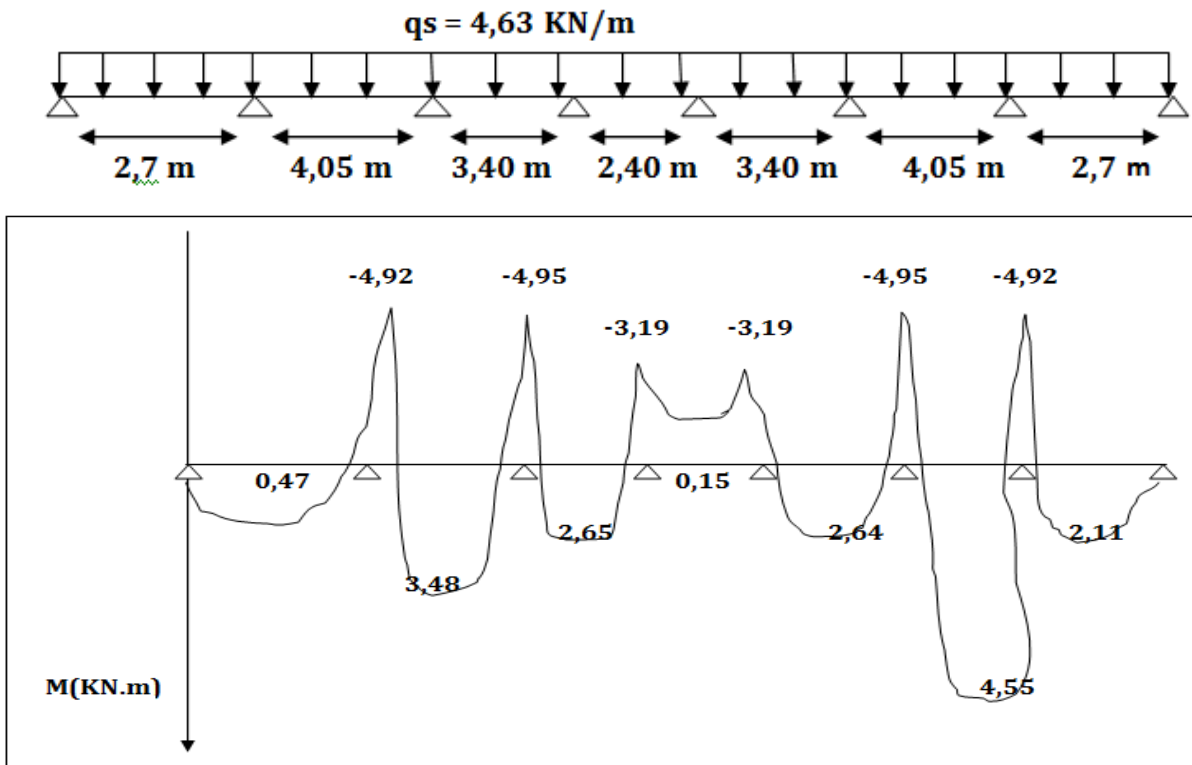


Figure IV.16. Diagramme des moments à ELS (Type 03).

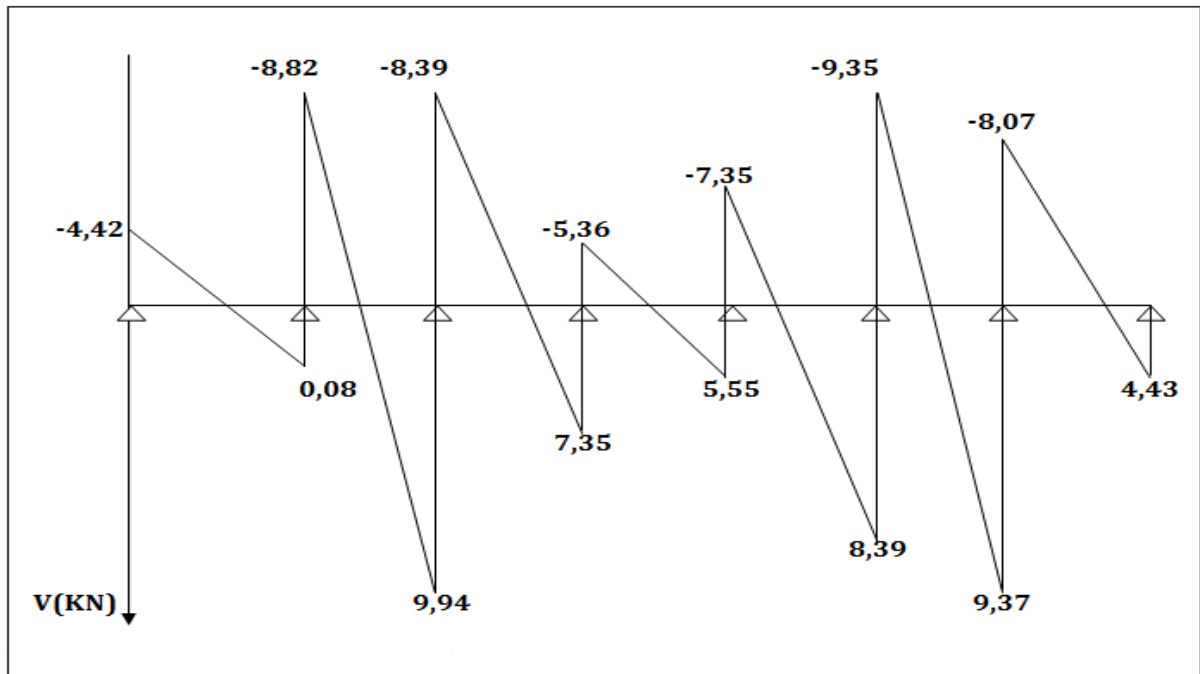


Figure IV.17. Diagramme de l'effort tranchant à ELS (Type 03).

✓ **Calcul du ferrailage :****En travée :**

$$\text{ELU : } M_u = 8,74 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment de la table :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\sigma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16$$

$$M_{tu} = 0,60 \times 0,04 \times 14,16 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3 = 54,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 54,37 \text{ KN.m} > M_u = 8,74 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8,74 \times 10^6}{14,17 \times 600 \times (180)^2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8,74 \times 10^6}{348 \times 0,984 \times 180} = 141,8 \text{ mm}^2 = 1,42 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_s = A_{min} = \text{Max} \left[\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

$$A_s \geq A_{min} = \text{Max} \left[\frac{60 \times 20}{1000} ; 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right] = \text{Max} [1,2 ; 1,3]$$

$$A_s = 1,42 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} [A_s ; A_{min}] = 1,42 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit : 3T10 $\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

Sur appui :

$$\text{ELU : } M_a = 9,61 \text{ KN.m}$$

Moment de la table :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0,60 \times 0,04 \times 14,16 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) 10^3 = 54,37 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 9,61 \text{ KN.m} > M_{tu} = 54,37 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu = \frac{Mu \times 10^3}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9,61 \times 10^6}{14,17 \times 600 \times (180)^2} = 0,035 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

$$A_s = \frac{Mu \times 10^3}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9,61 \times 10^6}{348 \times 0,984 \times 180} = 1,56 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$A_s = A_{\min} = \text{Max} \left[\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \right]$$

$$A_s > A_{\min} = \text{Max} \left[\frac{60 \times 20}{1000} ; 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right] \text{ max} [1,2 ; 1,3]$$

$$A_s = 1,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} [A_s ; A_{\min}] = 1,56 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau des sections des armatures on choisit : 2T12 $\Rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

✓ **Effort tranchant :**

$$V = T_u = 12,95 \text{ KN}$$

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{12,95 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,60 \text{ MPa}$$

Valeur limite de $\tau_u \Rightarrow$ fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u < \text{Min} [0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = \text{Min} [3,25 ; 5 \text{ MPa}]$$

$$\tau_u = 0,60 < \bar{\tau}_u 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; l_{\min} \right] = [5,71 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}]$$

$$\emptyset \leq 5,71 \text{ mm} \quad \text{On prend} \quad \emptyset = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\emptyset 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement :**

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,3 \times f_{t28} \times K = 0,63 \text{ MPa (K=1 pas de reprise de bétonnage)}$$

$$\tau_t = 0,60 - 0,63 = -0,3 \text{ MPa} \leq 0,32 \text{ On prend } \tau_t = 0,32 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \tau_t}; 0,9 \times d; 40 \text{ cm} \right] = \text{Min} [46, 6; 16,2; 40 \text{ cm}]$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm} \quad \text{On prend} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{0,56 \times 400}{12 \times 15} \geq \text{Max} \left(\frac{0,60}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$1,24 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

$$V_u \leq \frac{0,4 \times a \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } a = \text{Min} (a'; 0,9d) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 16,2 \times 12 \times 25}{1,5} = 132 \text{ KN}$$

$$12,95 \text{ KN} \leq 132 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures :**

$$A_{\text{inf}} \leq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1,15}{400} \left[12,95 \times 10^3 + \frac{9,61 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right] = 2,08 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de liaison de la table de compression à la nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{a \times b \times h}$$

$$\tau_u = \frac{12,95 \times 24}{16,2 \times 60 \times 4}$$

$$\tau_u = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification des contraintes à ELS :**

✓ **Calcul des moments :**

En travée :

$$M_t = M_{\max} = 8,33 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = M_{\max} = 6,98 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

En travée :

$$H = \frac{bh^2}{2} - 15A (d-h_0) = \left(\frac{60 \times (4)^2}{2}\right) - 15 \times 2,36 (18 - 4) = -86,4 \text{ cm}^2 < 0$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$Y^1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\text{Avec : } D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,36}{60} = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 18 \times 0,59 = 21,24 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = 4,06 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d - y_1)^2 = \frac{60}{3} \times (4,06)^3 + 15 \times 2,36 (18 - 4,06)^2 = 8217,52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{8,33 \times 10^3}{8217,52} = 1,01 \text{ MPa/cm}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 1,01 \times 4,06 = 4,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\bar{b}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,10 \text{ MPa} \leq \sigma_{\bar{b}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

Sur appuis :

$$H = \frac{bh^2}{2} - 15A (d-h_0) = \left(\frac{60 \times 4^2}{2}\right) - 15 \times 2,26 (18 - 4) = 5,04 \text{ cm}^2$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\text{Avec : } D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,26}{60} = 0,57 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 18 \times 0,57 = 20,52 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = 4 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{60}{3} \times (4)^3 + 15 \times 2,26(18 - 4)^2 = 7924,4 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{6,98 \times 10^3}{7924,4} = 0,88 \text{ MPa/cm}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,88 \times 4 = 3,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\bar{b}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,52 \text{ MPa} \leq \sigma_{\bar{b}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

✓ **Etat limite des armatures tendues :**

$$\sigma_b = 15 \times k(d - y) = 15 \times 0,88(18 - 4) = 184,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 184,8 \text{ MPa} < \sigma_{\bar{b}} = 400 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

✓ **Etat limite de déformation :**

D'après BAEL99 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{440} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,045 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{20}{440} \geq \frac{8,94}{15 \times 5,37} \Rightarrow 0,045 \geq 0,110 \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifiée).}$$

$$A_s \leq \frac{4,2 \times b_0 \times d}{f_e} = \frac{4,2 \times 12 \times 18}{400} \Rightarrow 6,03 \text{ cm}^2 \geq 2,67 \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifiée).}$$

Il ya une condition qui n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h_0 \left(h - \frac{h_0}{2}\right) + b_0(h - h_0) \left(h - \frac{h_0}{2}\right) + 15A \cdot c}{bh_0 + b_0(h - h_0) + 15A}$$

$$V_1 = \frac{60 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 6,03 \times 2}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 6,03} = 11,55 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 11,55 = 8,45 \text{ cm}$$

✓ **Moment de la section :**

$$I = \frac{b \cdot h^3}{3} + b \cdot h_0 \left(V_2 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{b_0 h^3}{12} + b_0 \cdot h \left(V_1 - \frac{h}{2} \right) + 15A (V_1 - 2)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4^3}{3} + 60 \times 4 \times (6,45)^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} + 12 \times 16 \times (3,55)^2 + 15 \times 6,03 \times (9,55)^2$$

$$I = 26029,55 \text{ cm}^4$$

✓ **Module de déformation:**

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

✓ **Evaluation des flèches :**✓ **Evaluation des charges :**

$$\text{Charge instantanée : } q_i = \frac{Q \cdot b}{2} = \frac{2,5 \times 0,60}{2} = 0,75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge différée : } q_v = \left(G + \frac{Q}{2} \right) \cdot b = \left(5,21 + \frac{2,5}{2} \right) \times 0,60 = 3,88 \text{ KN/m}$$

$$\text{Pourcentage d'armatures : } \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6,03}{12 \times 18} = 0,028$$

✓ **Calcul des moments :**

$$\text{Moment du à la charge instantanée : } M_i = \frac{Mst \times q_i}{qs} = \frac{8,94 \times 0,75}{4,63} = 1,45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment du à la charge différée : } M_v = \frac{Mst \times q_v}{qs} = \frac{8,94 \times 3,88}{4,63} = 7,49 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte due à la charge instantanée :

$$\sigma_{si} = \frac{15M_i}{I} (d - y) = \frac{15 \times 1,45}{26029,55} (18 - 5,35) \cdot 10^3 = 10 \text{ MPa}$$

Contrainte due à la charge diffère :

$$\sigma_{sv} = \frac{15M_v}{I} (d - y) = \frac{15 \times 7,49}{26029,55} (18 - 5,35) \cdot 10^3 = 50 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{d}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{18}\right) \times 0,028} = 0,94$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0,4 \times 0,94 = 0,38$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,028 \times 10 + 2,1} = -0,56$$

$$\mu_v = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sv} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,028 \times 50 \times 2,1} = 0,69$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = \frac{1,1 \times 26029,55}{1} = 28632,51 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_v \times \mu_v} = \frac{1,1 \times 26029,55}{1 + 0,38 \times 0,69} = 22684,60 \text{ cm}^4$$

✓ **Evaluation des flèches :**

$$F_i = \frac{MS \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{5,37 \times (4,05)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,20 \times 28632,51} = 0,12 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{MS \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,37 \times (4,05)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 22684,60} = 0,36 \text{ cm}$$

✓ **La flèche totale :**

$$F_t = f_i + f_v = 0,12 + 0,36 = 0,48 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la flèche admissible :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0,81 \text{ cm}$$

$$f_t = 0,48 \text{ cm} < \bar{f} = 0,81 \text{ cm}$$

Les flèches calculées à L'EUR sont convenable.

IV.2.2.Dalle de compression :

La dalle à une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

La section d'armature satisfait la condition :

$$A \geq \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,60 \times 10^2}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé de (150 × 150) de diamètre 6 mm

VI.3.Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires dans les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé ou des murs en maçonnerie.

Les charges de RDC :

Le calcul se fait par une bande de 1 ml.

$$G = 5,21 \text{ KN/ml}$$

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

IV.3.1. Les combinaisons d'action :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7,71 \text{ KN.m}$$

IV.3.2. Sollicitation de calcul :

✓ Panneau intermédiaire :

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow 0,4 < \frac{2,9}{3,4} \leq 1 \Rightarrow 0,4 < 0,85 \leq 1$$

$$G' = 5,21 - 0,15 \times 25 = 1,46 \text{ KN/m}^2$$

➤ Les moments dus aux charges réparties :

✓ Calcul des moments isostatiques :

ELU :

$$\text{Suivant le sens } l_x : M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,051 \times 10,78 \times (2,9)^2 = 4,62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Suivant le sens } l_y : M_y = \mu_y \times M_x = 0,685 \times 4,62 = 3,17 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'après le tableau BAEL} : \mu_x = 0,051 \quad ; \quad \mu_y = 0,685$$

ELS :

$$\text{Suivant le sens } l_x : M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,051 \times 7,71 \times (2,9)^2 = 3,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Suivant le sens } l_y : M_y = \mu_y \times M_x = 0,685 \times 3,31 = 2,27 \text{ KN.m}$$

➤ Le moment total appliqué sur la dalle :

ELU:

$$\text{On a } M_x = 4,62 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y = 3,17 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments en travées :

$$M_{t-x} = 0,75M_x = 0,75 \times 4,62 \Rightarrow M_{t-x} = 3,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0,75M_y = 0,75 \times 3,17 \Rightarrow M_{t-y} = 2,38 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments sur appuis :**

$$M_{a-D} = 0,5M_x = 0,5 \times 4,62 \Rightarrow M_{a-D} = 2,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-G} = 0,5M_x = 0,5 \times 4,62 \Rightarrow M_{a-G} = 2,31 \text{ KN.m}$$

$$M_N = M_s = 0,5M_y = 0,5 \times 3,17 \Rightarrow M_N = 1,59 \text{ KN.m}$$

IV.3.3.Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**Données :**

Largeur de la poutre $b = 100 \text{ cm}$

Hauteur de la section $h = 15 \text{ cm}$

Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$

Contrainte de aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Fissuration peu préjudiciable

➤ **Calcul du ferrailage dans le sens X-X :****à Travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,47 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,013 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 13,41 \text{ cm}$$

$$A_x = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = \frac{3,47 \times 10^6}{134,1 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 2T12 \Rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,31 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,01 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 13,44 \text{ cm}$$

$$A_{G-D} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{2,31 \times 10^6}{134,4 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T12 $\Rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul du ferrailage dans le sens Y-Y :**

$$M_{\text{travée}} = 2,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = 1,59 \text{ kN.m}$$

Travée :

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,37 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,01$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 13,44 \text{ cm}$$

$$A_{G-D} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{2,37 \times 10^6}{134,4 \times 348} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T12 $\Rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$

Appuis :

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,59 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,01 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 13,44 \text{ cm}$$

$$A_{G-D} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1,59 \times 10^6}{134,4 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T12 $\Rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$

Tableau IV.4. Ferrailage de dalle pleine.

Moments	Sens X-X		Sens Y-Y	
	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)
E.L.U	3,47	2,31	2,38	1,59
A calculée (cm ²)	1,74	0,49	0,50	1,34
A _{min}	1,29			
Choix des armatures	2T12 A = 2,26 cm ² /ml	2T12 A = 2,26 cm ² /ml	2T12 A = 2,26 cm ² /ml	2T12 A = 2,26 cm ² /ml
	e _d = 15 cm			

IV.3.3.Vérification :

$$A_{min(y)} = 8 \times e_d = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min(x)} = A_{min(y)} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,2 \times \left(\frac{3-0,85}{2} \right) = 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min(x)} = 1,29 \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

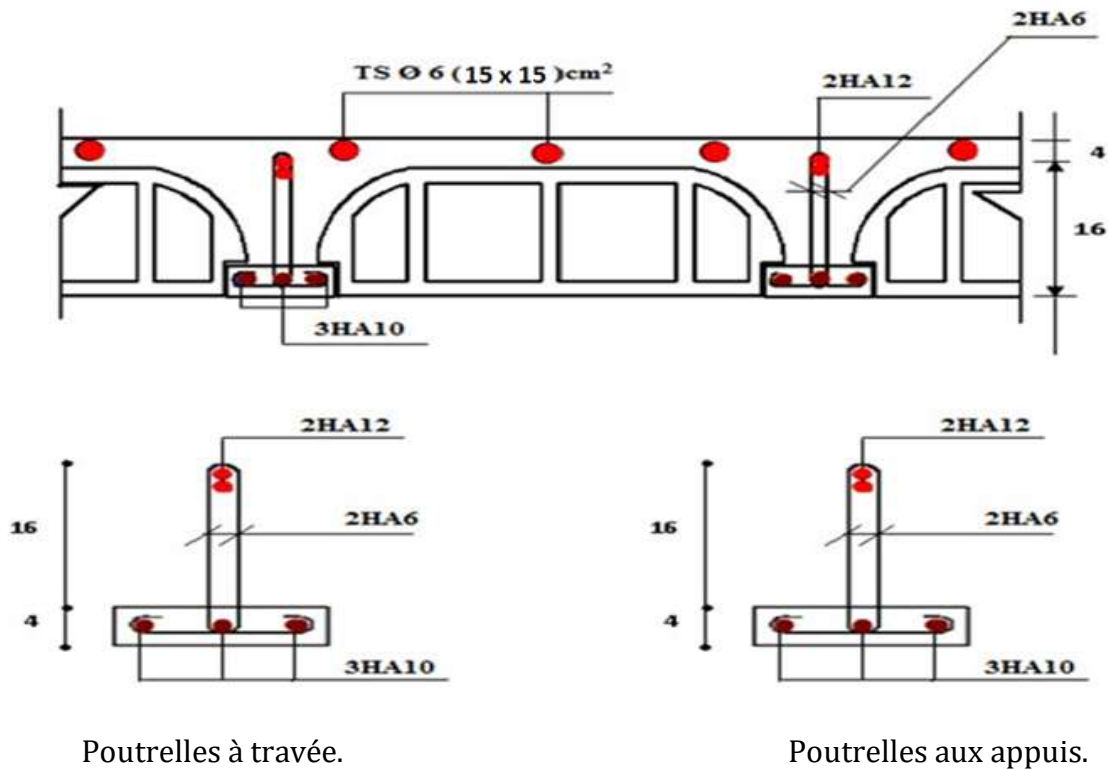
✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_{umax} = \frac{qu \times Lx \times Ly}{2(LY)+Lx} = \frac{10,78 \times 2,9 \times 3,4}{2 \times 3,4 + 2,9} = 10,96 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{(100(ed-c))} = \frac{10,96}{100(15-2)} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_c}{1,5} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$



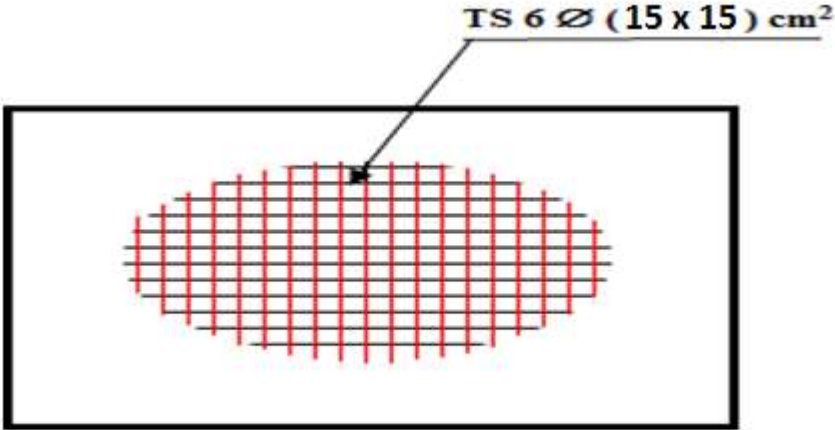


Figure IV.18. schéma de Ferrailage du plancher à corps creux.

Chapitre V : Etude Au Vent

V.1.Introduction :

Le vent à une direction d'ensemble, mais qu'il peut venir de n'importe quelle coté.

L'étude du vent est pour la détermination des différentes actions dues au vent dans toutes les directions possibles, les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent «RNV 2013».

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

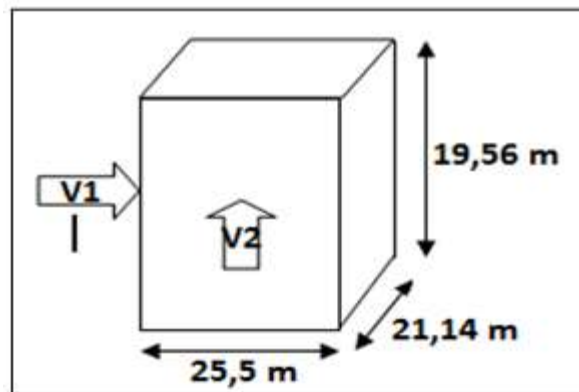
- De la région.
- De site d'implantation.
- Dans la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- De perméabilité de ses parois

V.2.Géométrie :

Longueur : $L = 25,5\text{m}$

Largeur : $b = 21,14\text{ m}$

Hauteur : $H = 19,56\text{ m}$



La wilaya de Tissemsilt son classé dans la zone II.

V.3.Valeur de la pression dynamique de référence

Zone II : $q_{\text{réf}} = 435\text{ N/m}^2$ (cf. § 2.3.1« R.N.V.2013»).

V.4.Catégories de terrain (cf §2.4.3 «R.N.V.2013»).**Tableau V.1.**Paramètres de calcul.

Catégories de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ε
(II) : Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52

K_t : Le facteur de terrain (Tableau 2.4)

Z_0 : est la paramètre de rugosité (Tableau 2.4)

Z_{min} : est la hauteur minimale (Tableau 2.4)

ε = Coefficient utilisée pour le calcul du coefficient C_d

Z : est la hauteur considérée

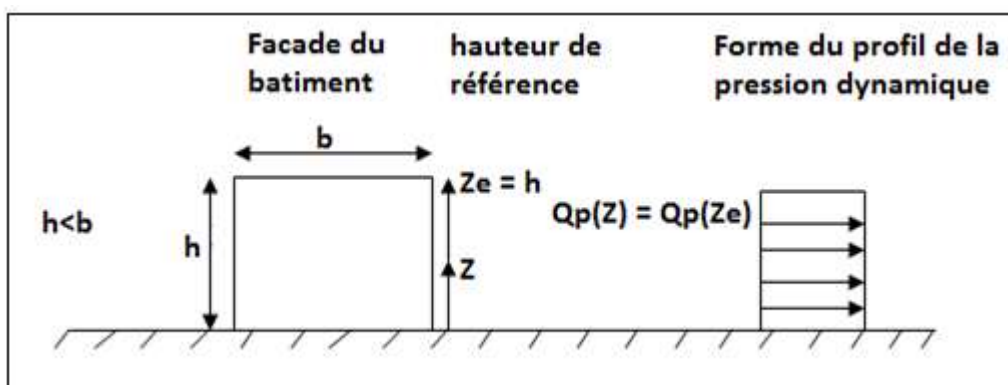
V.5.paramètre de calcul :**Suivant X**

Hauteur de référence Z_p (cf.§ 2.3.2 «R.N.V.2013»).

Pour les murs au vent : On définit 1 bande (Voir la figure V.1).

$$h \leq b \Rightarrow 19,56 \leq 21,14$$

$$\text{bande1 : } Z_e = h = 19,56$$

**Figure V.1.**Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

V.5.1.Coefficient de rugosité (cf. § 2.4.4 «R.N.V.2013»).

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r(z) = K_T \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{pour } Z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) & \text{pour } z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

Tableau V.2.Coefficient de rugosité.

Tronçon	Z = Z _e (m)	C _r
De 0 à 19,56 m	19,56	1,134

V.5.2.Coefficient de topographie :

C_t = 1 puisque le site est plat.

V.5.3.Coefficient d'exposition (cf.§2.4.5«R.N.V.2013»).

$$C_e(z) = C_T^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

Tableau V.3.Coefficient d'exposition.

Tronçon	Z = Z _e (m)	C _e
De 0 à 19,56 m	19,56	2,798

V.5.3. Intensité de turbulence (cf.§2.4.6«R.N.V2013»).

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} & \text{pour } z > Z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln \left(\frac{z_0}{z_0} \right)} & \text{pour } z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

Tableau V.4.Valeur de I_v(z)(Intensité de turbulence).

Tronçon	Z = Z _e (m)	I _v (z)
De 0 à 19,56 m	19,56	0,168

V.5.4. Pression dynamique de pointe.

- La pression dynamique de pointe est déterminée par (cf.§2.3«R.N.V.2013»).

$$Q_p(Z_e) = Q_{réf} \times C_e(Z) ; Q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$$

Tableau V. 5.Valeur de $Q_p(Z_e)$ la pression dynamique de pointe.

Tronçon	Z = Z _e (m)	Q _p (Z _e)(N/m ²)
De 0 à 19,56 m	19,56	1217,13

Tableau V.6.Récapitulatif.

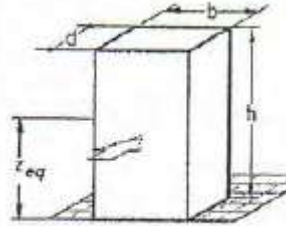
Tronçon	Z _e (m)	C _r	C _t (Z _e)	I _v (Z)	C _e (Z _e)	Q _p (Z _e) (N/m ²)
De 0 à 19,56 m	19,56	1,134	1	0,168	2,798	1217,13

V.5.5. Coefficient dynamique C_d

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature et comportant des murs, et dont la hauteur h est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, la valeur simplifiée et conservative C_d = 1 peut être considérée. (cf. Chapitre 3§3.2.RNV.2013).

Tableau V.7.Coefficient dynamique C_d.

Paramètre	Forme analytique	Référence	Résultat
Li(Z _{eq})	$300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\varepsilon$	Cf§ 3.3.1 formule 3.3a	89,57
Q ²	$\frac{1}{1 + 0,9 \times \left[\frac{b+h}{Li(Zeq)}\right]^{0,63}}$	Cf§ 3.3.1 formule 3.2	0,92
N _{ix}	$\frac{46}{h}$	Cf§ 3.3.4.2 formule 3.14	2,35
Δ	δa + δs (avec δa = 0)	Cf§ 3.3.2 formule 3.9	0,1
V _m (Z _{eq})	C _r (z) × C _t (z) × V _{ref}	Cf.annexe	30,62
N _x	$\frac{nix \times Li}{Vm(Zeq)}$	Cf§ 3.3.2 formule 3.6	6,87
R _N	$\frac{6,68 \times Nx}{(1 + 1,02 \times Nx)^{2/3}}$	Cf§ 3.3.2 formule 3.5	2,15
η	$\frac{4,6 \times Nx \times h}{Li(Zeq)}$	Cf§ 3.3.2 formule 3.8a	6,90
	$\frac{4,6 \times Nx \times b}{Li(Zeq)}$	Cf§ 3.3.2 formule 3.8b	7,46
R _h	$\left(\frac{1}{\eta h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta h})$	Cf§ 3.3.2 formule 3.7a	0,16
R _b	$\left(\frac{1}{\eta b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta b})$	Cf§ 3.3.2 formule 3.7b	0,15

R^2	$\frac{n^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	Cf§ 3.3.2 formule 3.4	2,54
V	$n_{ix} \times \sqrt{\frac{R^2}{R^2+Q^2}} \geq 0,08$	Cf§ 3.3.3 formule 3.12	2,01
G	$\sqrt{2 \times \ln(600v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600v)}} \geq 3$	Cf§ 3.3.3 formule 3.11	3,93
I_v	$\frac{1}{\ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) C_t(Z)}$ pour $Z > Z_{\min}$	 a) Constructions verticales, telles que bâtiments, etc.	0,17
C_d	$\frac{1 + 2g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_{eq})}$	Cf§ 3.3 formule 3.1	0,95

V.6.La toiture.

V.6.1.Calcul des forces a l'aide des coefficients de forces.

La force exercée par le vent F_w (Cf.§2.6.1Formule 2.9«R.N.V 2013»).

$$F_w = C_d \times C_f \times Q_p \times A_{\text{réf}} ;$$

$$C_d = 1;$$

C_f : est le coefficient de force définit au (chapitre 4 «R.N.V 2013»).

$$\frac{d}{b} = \frac{25,5}{21,14} = 1,2 \text{ On prend : } C_{f0} = 2$$

$$C_f = C_{f0} \times \psi_\lambda = 2 \times 0,6 = 1,2$$

D'après le tableau (5-10) page 71 on prend :

$$\lambda_e = \text{Min} \left(0,7 \times \frac{l}{b} ; 70 \right) = 0,84$$

Coefficient de remplissage ; $\emptyset = 1$ pour les structure fermé ;

$$\text{On prend : } \Psi_\lambda = 0,6$$

$$Q_p (Z_j) = A_{\text{réf}} (Z_e) \times C_e(Z_e)$$

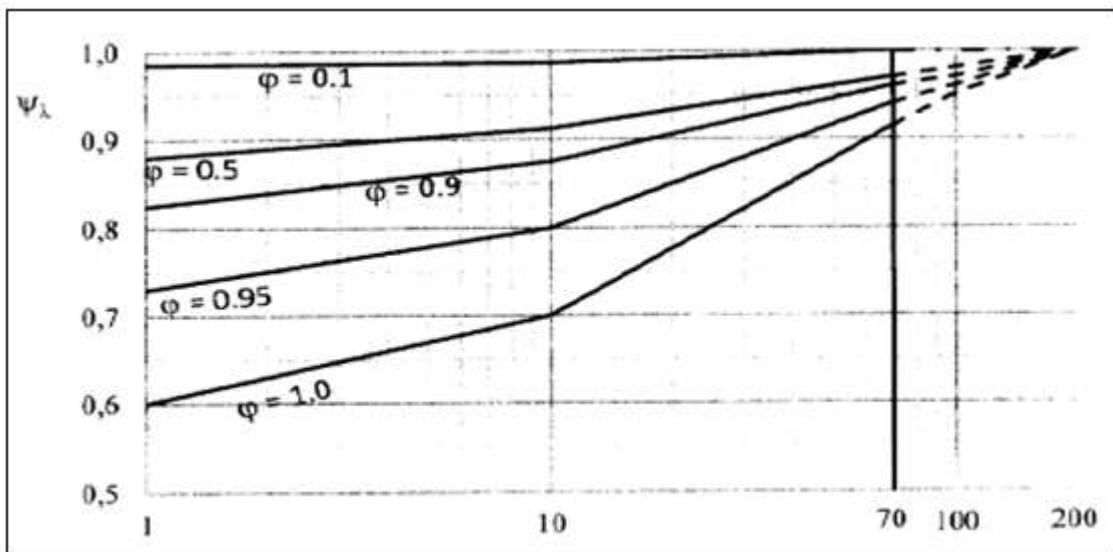


Figure V.2. Facteur élancement Ψ_λ .

Tableau V.8. Récapitulatif (La force exercée par le vent F_w).

Etage	C_d	C_f	$Q_p(Z_j)$ (KN/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	F_w (Kn)
RDC	1	1,2	0,436	304,95	159,55
1	1	1,2	0,437	304,95	159,92
2	1	1,2	0,437	304,95	159,92
3	1	1,2	0,437	304,95	159,92
4	1	1,2	0,437	304,95	159,92
5	1	1,2	0,437	304,95	159,92
Avec l'acrotère	1	1,2	0,438	304,95	159,98

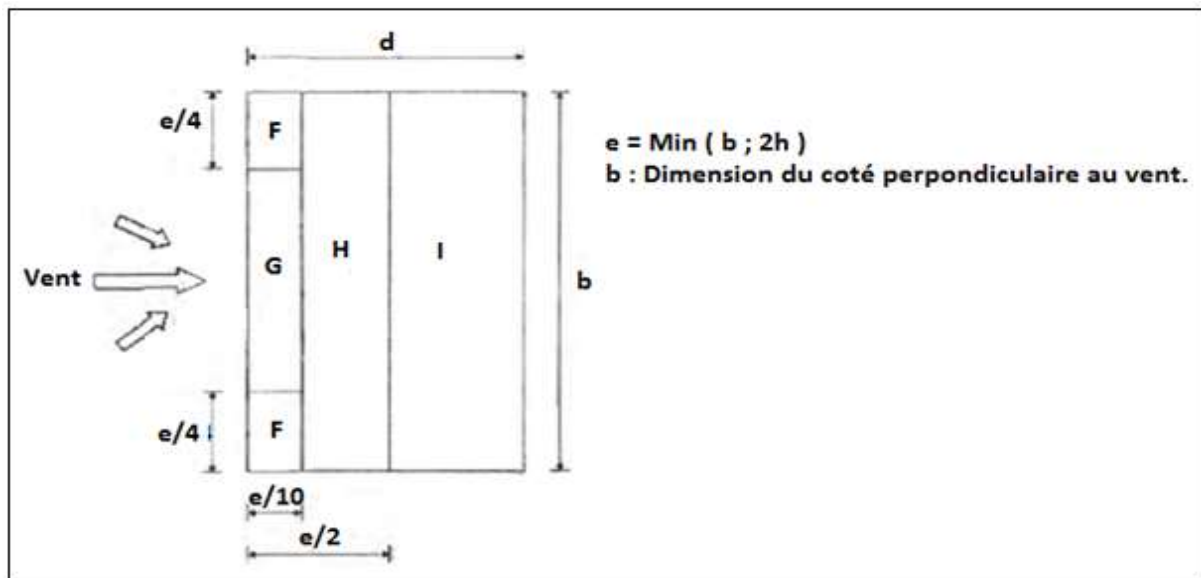


Figure V.3.Légende pour les toitures plates.

$$e = \text{Min} (b ; 2h) = 21,14 \text{ m}$$

$$\frac{hp}{h} = \frac{0,6}{19,56} = 0,03$$

➤ **Force de frottement :**

$$W_e = Q_p (Z_j) \times C_{pe}$$

$$W_i = Q_p (Z_j) \times C_{pi}$$

$$F_{we} = C_d \Sigma W_e \times A_{\text{réf}}$$

$$F_{wi} = C_d \Sigma W_i \times A_{\text{réf}}$$

$$F_{fr} = C_{fr} \times Q_p(Z_e) \times A_{fr} \text{ (cf. §2.62 «R.N.V.2013»)}.$$

Avec :

W_e : est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire à la hauteur Z_j .

W_i : est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire à la hauteur Z_j .

F_{we} : Force extérieure.

F_{wi} : Force intérieure.

F_{fr} : force de frottement.

$$A_{fr} = b \times d = 539,07 \text{ m}^2$$

$$C_{fr} = 0,2$$

Tableau V.9.Récapitulatif (Légende pour les toitures plates).

Section	Q _p (Z _j)	A _{réf} (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W _e (KN/m ²)	W _i (KN/m ²)	F _{we} (kN)	F _{wi} (kN)	F _{fr} (KN)
F	0,438	11,16	-1,6	+0,8	-0,70	0,35	-0,23	0,42	47,22
G		22,28	-1,1	+0,8	-0,48	0,35	-0,23	0,42	47,22
H		178,84	-0,7	+0,8	-0,31	0,35	-0,23	0,42	47,22
I		315,62	±0,2	+0,8	±0,09	0,35	-0,23	0,42	47,22

$$F_{toiture} = \sqrt{Ffr^2 + Fwe^2 + Fwi^2} = 188,89 \text{ KN.}$$

$$F_{vent1} = F_{toiture} + F_{wi} = 190,60 \text{ KN.}$$

V.6.1.1.Coefficient de pression :

Coefficient de pression extérieur (cf.eq.5.1 «R.N.V.2013»).

$$C_{pe} = C_{pe,1} \dots \dots \dots \text{ Si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots \dots \text{ Si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment.

$$C_{pe} = C_{pe,10} \dots \dots \dots \text{ Si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

V.7.Parois verticales :

$$e = \text{Min}(b, 2h) = 21,14 \text{ m}$$

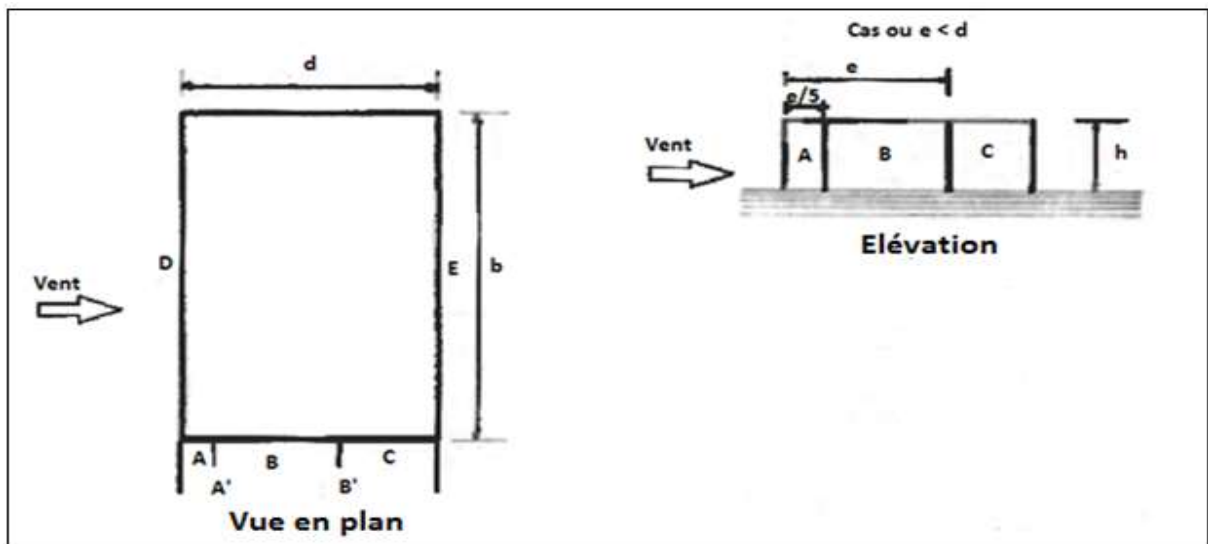


Figure V.4.Légende pour les parois verticales.

Aire de zone :

$$\text{Zone A ; } A_A = \frac{e}{5} \times 19,56 = 82,70 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone B ; } A_B = (e - \frac{e}{5}) \times 19,56 = 330,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone D ; } A_D = 21,14 \times 19,56 = 413,5 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone E ; } A_E = 21,14 \times 19,56 = 413,5 \text{ m}^2$$

$$S \geq 10\text{m}^2 \quad ; \quad C_{pe} = C_{pe,10}$$

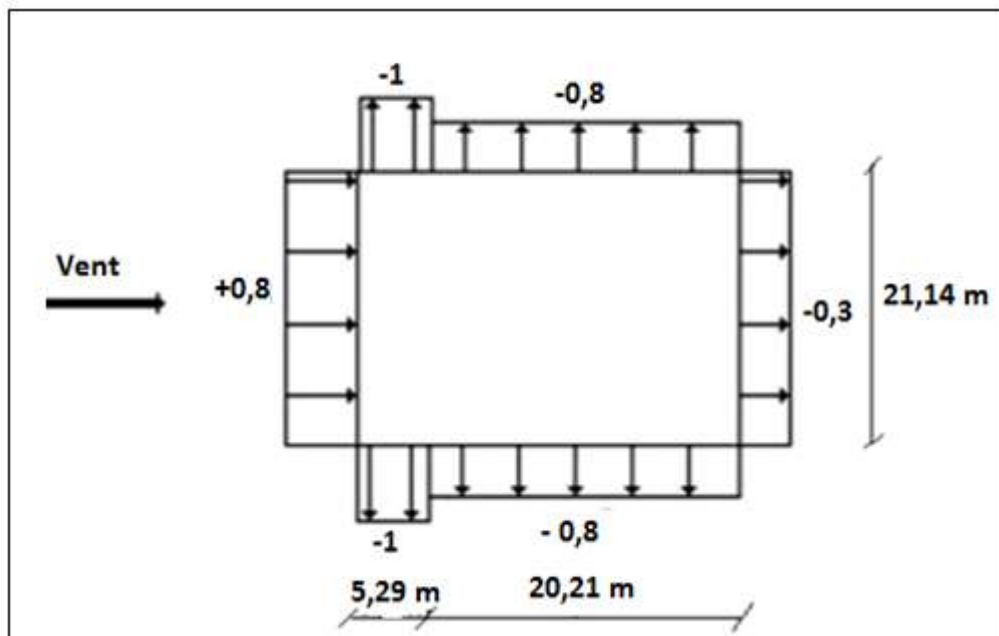


Figure V.5. Les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe} (selon la direc V1).

Tableau V.10. Valeurs de coefficient C_{pe} .

Zone	Aire (m ²)	C_{pe}
A	82,70	-1,0
B	330,80	-0,8
D	413,5	+0,8
E	413,5	-0,3

V.7.1.Coefficient de pression intérieure :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces des toutes les ouvertures}}$$

$\mu_p = 0,70$ On prend $C_{pi} = -0,18$

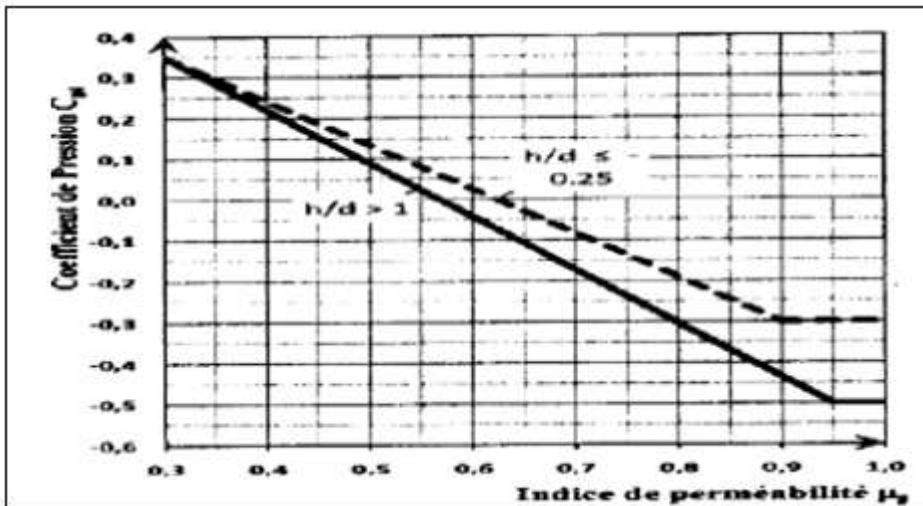


Figure V.6.Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

Pression sur les parois au vent : (Zone D)

Tableau V.11.Forces extérieures sur les parois au vent .

		Force extérieur en (KN)				
Z (m)	$Q_p (Z_e)$ (Kn/m ²)	$A_{réf} (m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	W (kN/m ²)	Force total (kN)
De 0 à 19,56 m	0,438	413,5	+0,8	-0,18	0,47	143,33

Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent (Zone A ,B et E)

Tableau V.12.Force extérieures sur les parois parallèles au vent et sous le vent.

Z (m)	$Q_p (Z_e)$ (kN/m ²)	Zone	Force extérieur en kN				
			$A_{réf} (m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	W (kN/m ²)	Force total
19,56	0,438	A	82,70	-1,0	-0,18	-0,36	-29,77
		B	330,80	-0,8	-0,18	-0,27	-89,32
		E	413,5	-0,3	-0,18	-0,05	-20,68

V.8.Suivant Y :

Hauteur de référence Z_p (cf.§ 2.3.2 «R.N.V.2013»).

$$h \leq b \Rightarrow 19,56 \leq 25,5$$

Pour les murs au vent : On définit 1 bande (Voir la figure V.1)

bande1 : $Z_e = h = 19,56$ m

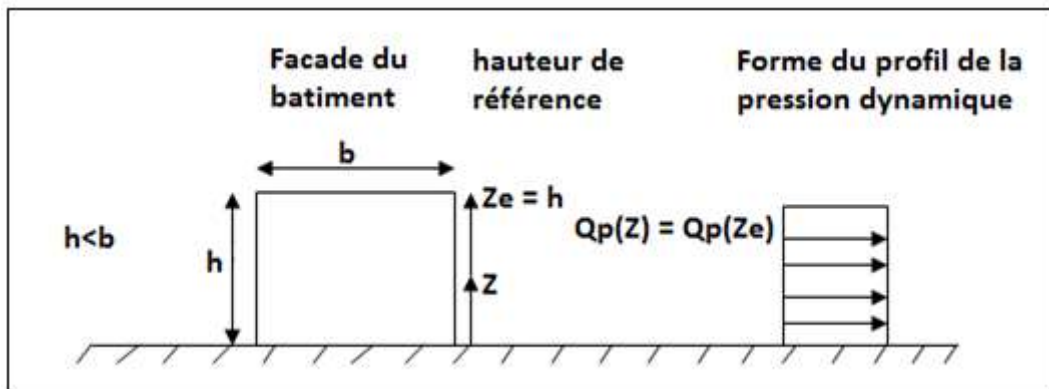


Figure V.7.Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.

V.8.1.Coefficient de rugosité (Cf.§2.4.4«R.N.V 2013»)

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z}\right) & \text{Pour } Z < Z_{min} \end{array} \right.$$

V.8.2. Coefficient de topographie (Cf.§2.4.5«R.N.V 2013»)

$C_t = 1$ Car le site est

V.8.3.Intensité de turbulence (Cf.§2.4.6«R.N.V2013»)

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_v(z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{Pour } Z \leq Z_{min} \end{array} \right.$$

On obtient les valeurs du tableau :

Tableau V.13.Valeur de $I_v(z)$.

Tronçon	$Z = Z_e(m)$	$I_v(z)$
De 0 à 19,56 m	19,56	0,168

Coefficient de rugosité :**Tableau V.14.** Coefficient de rugosité.

Tronçon	Z = Z _e (m)	C _r
De 0 à 19,56 m	19,56 m	1,134

V.8.4 Coefficient de d'exposition (Cf.§2.4«R.N.V 2013»)

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

Tableau V.15. Valeur de C_e(z).

Tronçon	Z = Z _e (m)	C _e (z)
De 0 à 19,56	19,56	2,798

V.8.5. Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe est déterminée par (Cf.§2.3«R.N.V 2013»)

$$Q_p(z) = q_{\text{réf}} \times C_e(z) ;$$

Avec : $q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2$

Les valeurs de $q_p(z)$ sont données dans le tableau

Tableau V. 16. Valeur de Q_p(z).

Tronçon	Z = Z _e (m)	Q _p (z) N/m ²
De 0 à 21,14 m	19,56	1217,13

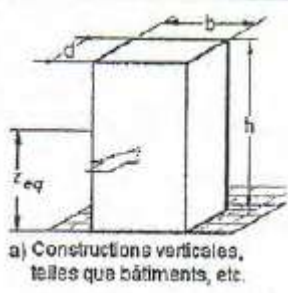
Tableau V.17. Récapitulatif.

Tronçon	Z = Z _e (m)	C _r (z)	I _v (z)	C _t (z)	C _e (z)	Q _p (z)N/m ²
De 0 à 19,56 m	19,56	1,134	0,168	1	2,798	1217,13

V.8.6.Coefficient dynamique C_d

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature et comportant des murs, et dont la hauteur h est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, la valeur simplifiée et conservative $C_d = 1$ peut être considérée. (cf. Chapitre 3§3.2.RNV.2013).

Tableau V.18. Illustre les différentes étapes de calcul du coefficient Cd.

Paramètre	Forme analytique	Référence	Résultat
$Li(Z_{eq})$	$300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\varepsilon$	Cf§ 3.3.1 formule 3.3a	89,56
Q^2	$\frac{1}{1 + 0,9 \times \left[\frac{b+h}{Li(Z_{eq})}\right]^{0,63}}$	Cf§ 3.3.1 formule 3.2	0,92
N_{ix}	$\frac{46}{h}$	Cf§ 3.3.4.2 formule 3.14	2,35
Δ	$\delta a + \delta s$ (avec $\delta a = 0$)	Cf§ 3.3.2 formule 3.9	0,1
$V_m(Z_{eq})$	$C_r(z) \times C_t(z) \times V_{ref}$	Cf .annexe	30,62
N_x	$\frac{n_{ix} \times Li}{Vm(Z_{eq})}$	Cf§ 3.3.2 formule 3.6	6,87
R_N	$\frac{6,68 \times N_x}{(1 + 1,02 \times N_x)^{2/3}}$	Cf§ 3.3.2 formule 3.5	3,81
η	$\frac{4,6 \times N_x \times h}{Li(Z_{eq})}$	Cf§ 3.3.2 formule 3.8a	6,90
	$\frac{4,6 \times N_x \times b}{Li(Z_{eq})}$	Cf§ 3.3.2 formule 3.8b	8,99
R_h	$\left(\frac{1}{\eta h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta h})$	Cf§ 3.3.2 formule 3.7a	0,16
R_b	$\left(\frac{1}{\eta b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta b})$	Cf§ 3.3.2 formule 3.7b	0,12
R^2	$\frac{n^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	Cf§ 3.3.2 formule 3.4	3,61
V	$n_{ix} \times \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + Q^2}} \geq 0,08$	Cf§ 3.3.3 formule 3.12	2,10
G	$\sqrt{2} \times \ln(600v) + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600v)}} \geq 3$	Cf§ 3.3.3 formule 3.11	3,94
I_v	$\frac{1}{\ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) C_t(z)}$ pour $Z > Z_{min}$		0,17
C_d	$\frac{1 + 2g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_{eq})}$	Cf§ 3.3 formule 3.1	0,90

V.9.La toiture :**V.9.1.Calcul des forces a l'aide des coefficients : de force :**

La force exercée par le vent F_w (Cf.§2.6.1 formule 2.9«R.N.V 2013»).

$$F_w = C_d \times C_f \times Q_p \times A_{\text{réf}} \quad \text{Avec : } C_d = 1$$

$$\frac{d}{b} = \frac{21,14}{25,5} = 0,83 \quad \text{On prend : } C_{f0} = 2,3$$

$$C_f = C_{f0} \times \psi_\lambda = 2,3 \times 0,6 = 1,38$$

D'après le tableau (5-10) page 71 On prend : $\lambda_e = \text{Min} (0,7 \times \frac{l}{b}; 70) = 0,76$

\emptyset : Coefficient de remplissage ; $\emptyset = 1$ pour les structure fermé.

On prend : $\psi_\lambda = 0,6$

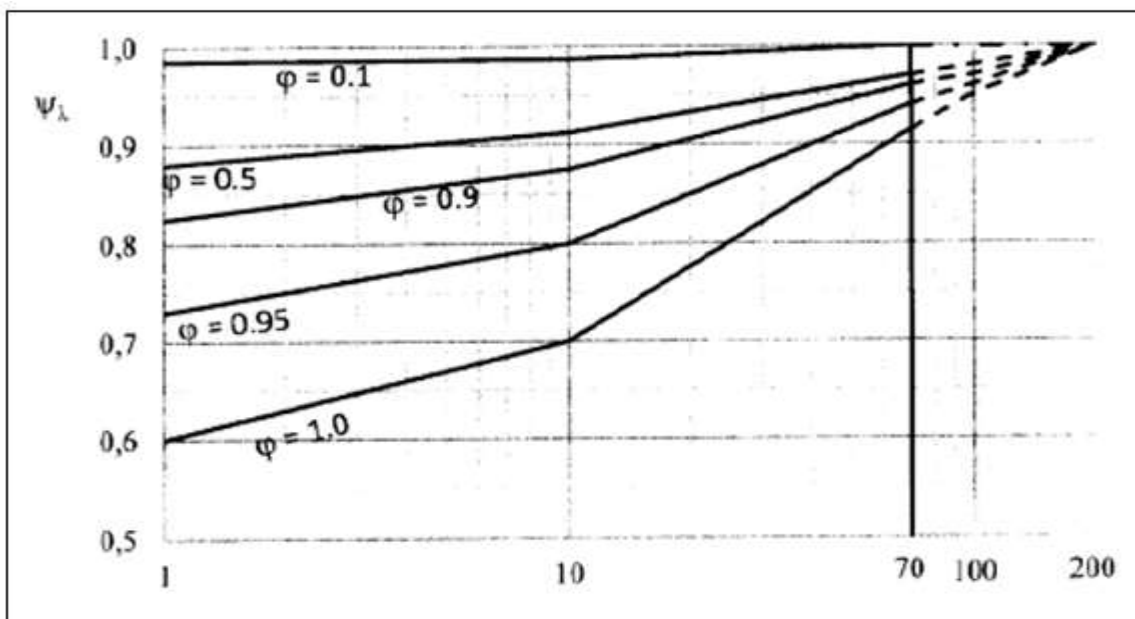


Figure V.8.Facteur élancement ψ_λ .

Tableau V.19.Récapitulatif (La force exercée par le vent F_w).

Etage	C_d	C_f	$Q_p(Z_j)$ (kN/m^2)	$A_{\text{réf}}$ (m^2)	F_w (kN)
RDC	1	1,38	0,29	304,95	122,04
1	1	1,38	1,16	304,95	488,16
2	1	1,38	1,16	304,95	488,16
3	1	1,38	1,16	304,95	488,16
4	1	1,38	1,16	304,95	488,16
5	1	1,38	1,16	304,95	488,16
Terrasse	1	1,38	1,24	304,95	521,83

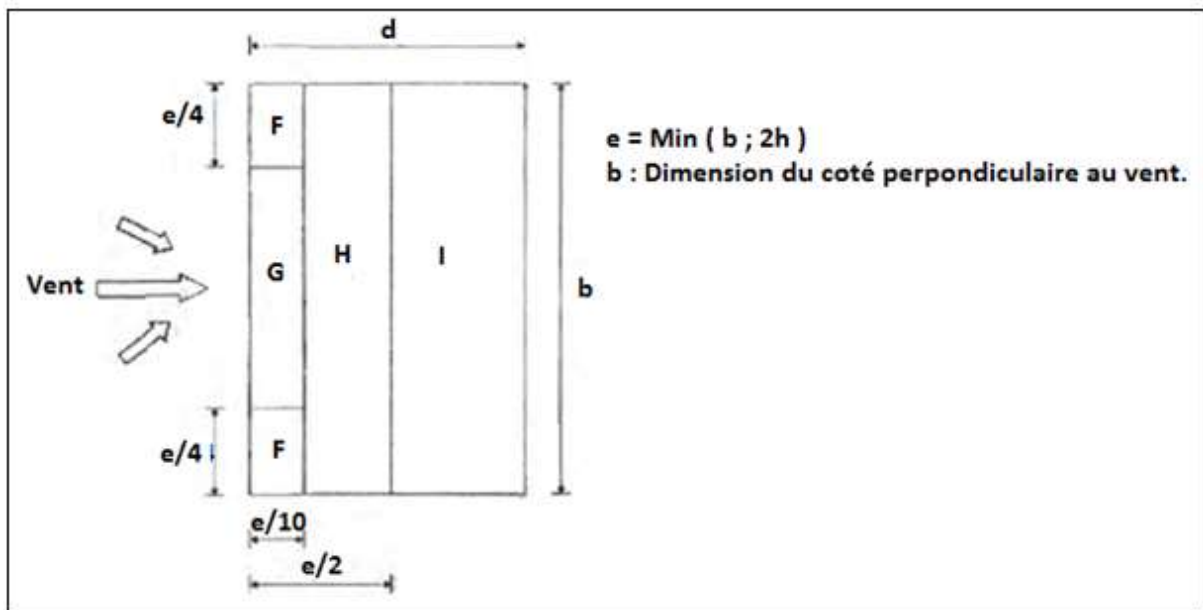


Figure V.9. Légende pour les toitures plates.

$$e = \text{Min} (b ; 2h) = 25,5 \text{ m}$$

$$h_p/h = \frac{0,48}{19,56} = 0,025$$

Lois d'interpolation :

$$F_{we} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{\text{réf}}$$

$$W_e = Q_p(h) \times C_{pe}$$

$$F_{wi} = \Sigma W_i \times A_{\text{réf}}$$

$$W_i = Q_p(h) \times C_{pi}$$

Force de frottement

$$F_{fr} = C_{fr} \times Q_p(Z_e) \times A_{fr}$$

$$A_{fr} = d \times b = 21,14 \times 25,5 = 539,07 \text{ m}^2$$

$$C_{fr} = 0,02$$

Tableau V.20.Récapitulatif (Légende pour les toitures plates).

Section	$Q_p(Z_j)$ (kN/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W_e (kN/m ²)	W_i (kN/m ²)	F_{we} (kN)	F_{wi} (kN)	F_{fr} (kN)
F	1,24	16,27	-1,6	0,13	-1,98	0,16	-1,763	0,836	13,37
G		32,49	-1,1	0,13	-1,36	0,16	-1,763	0,836	13,37
H		195,08	-0,7	0,13	-0,87	0,16	-1,763	0,836	13,37
I		278,97	±0,2	0,13	±0,25	0,16	-1,763	0,836	13,37

$$F_{toiture} = \sqrt{F_{fr}^2 + F_{we}^2 + F_{wi}^2} = 54,046 \text{ kN}$$

$$F_{vent 2} = F_{toiture} + F_{wi} = 57,39 \text{ kN}$$

Coefficient de pression (cf. Chapitre 5«R.N.V.2013»).

Coefficient de pression extérieur

$$C_{pe} = C_{pe} \dots\dots\dots \text{ Si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10} (S) \dots\dots\dots \text{ Si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment.

$$C_{pe} = C_{pe10} \dots\dots\dots \text{ Si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

V.10.Parois verticales : C_{pe10}

$$e = \text{Min} (b ; 2h) = \text{Min} (25,5 ; 39,12) = 25,5 \text{ m}$$

$$e = 25,5 \text{ m} > d = 21,14 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{Cas 1 : } e > d$$

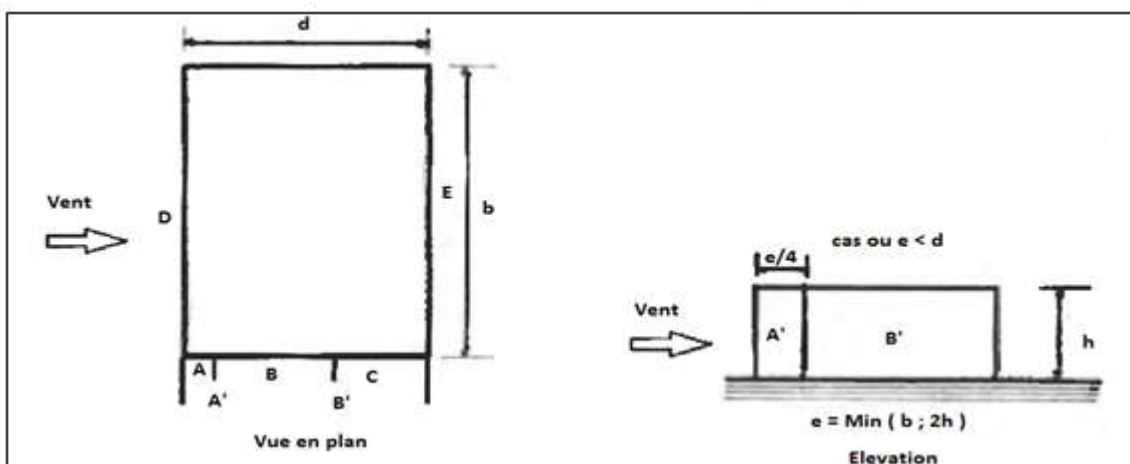


Figure V.10.Légende pour les parois verticales.

Air se la zone :

$$\text{Zone A ; } A_A = \frac{e}{5} \times 19,56 = 99,76 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone B ; } A_B = \left(e - \frac{e}{5}\right) \times 19,56 = 399,02 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone D ; } A_D = 25,5 \times 19,56 = 498,78 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone E ; } A_E = 25,5 \times 19,56 = 498,78 \text{ m}^2$$

$$S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{On prend: } C_{pe} = C_{pe10}$$

Tableau V.21. Valeur des coefficients C_{pe} .

Zone	Aire (m ²)	C_{pe}
A	99,76	-1,0
B	399,02	-0,8
D	498,78	+0,8
E	498,78	-0,3

V.10.1.Coefficient de pression intérieure :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{ des surfaces des toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures ou C_{pe} est négative ou nul sont situées au niveau des zones A,B,C et D.

Surface des toutes les ouvertures : 1496,34 m²

Surface des ouvertures ou $C_{pe} \leq 0$: 997,56 m²

$$\mu_p = 0,66 \Rightarrow C_{pi} = -0,15$$

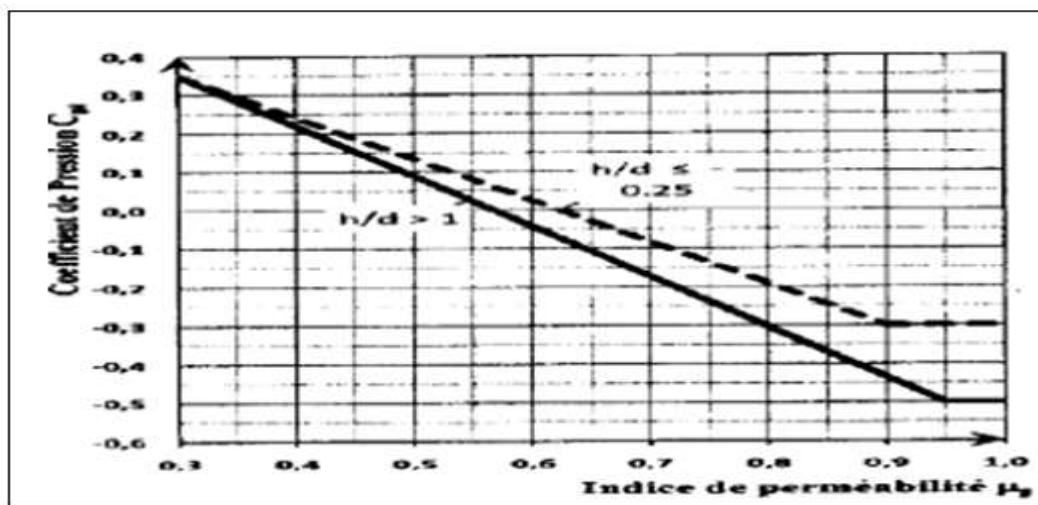


Figure V.11. Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

Pression sur les parois au vent : (zone D)

$$W(Z_j) = Q_p(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

$$F_{total} = W(Z_j) \times A_{réf}$$

Tableau V.22.Force extérieur sur les parois au vent.

		Force extérieur en (Kn)				
Z (m)	$Q_p(Z_e)$ (kN/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_e)$ (KN/m ²)	Force totale (kN)
De 0 à 19,56 m	1,24	498,78	+0,8	-0,15	1,18	588,56

Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent : (Zone A',B ,C ,E)

Tableau V.23.Forces extérieurs sur les parois parallèles au vent et sous le vent.

		Force extérieur en kN					
Z(m)	$Q_p(Z_e)$ (kN/m ²)	Zone	$A_{réf}$ (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_e)$ (kN/m ²)	Force total (kN)
De 0 à 19,56 m	1,24	A	99,76	-1,80	-0,15	-2,05	-204,51
		B	399,02	-0,8	-0,15	-0,81	-323,21
		E	498,78	-0,3	-0,15	-0,19	-92,77

V.11.Vérification de la stabilité :

La force résultante« F» dans chaque direction négligeable devant le poids de bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

Chapitre VI : Etude dynamique

VI.1. Introduction :

Vue que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité IIa, ce la impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments résistants, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage pour cela, on a utilisé le logiciel Etaps.

VI.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibration, on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

VI.3.Méthode de calcul :

Selon le RPA99/2003, le calcul des forces sismiques peut être manieur suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.3.1-Méthode statique équivalente :**a-1 Principe de la méthode [RPA99/2003] :**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les réelles dynamique engendrées par un séisme par un système de forces statiques fictives dans les effets seront identique et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Le RPA99/2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste a considérer la structure comme à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante.

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplitude dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure

b- Condition d'application :

la méthode statique équivalente peut être utilisés dans les conditions suivantes :

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait a la condition de régularité en planet en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone IIa et à 30m en zone IIb et zone III.

-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en(a).

VI.3.2- Méthode dynamique :

a-Principe de la méthode [RPA99/2003] :

C'est une analyse de sismique représente la structure sous des forces sismique représentées par un spectre de réponse, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par force, ces effet seront par le suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Condition d'application :

Selon le «RPA99/2003», la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans les cas ou, la méthode statique équivalent n'est pas permise .donc, la méthode choisie est « la méthode d'analyse modale spectrale » .

VI.3.3- Méthode Spectre de réponse de calcul :

Le spectre règlementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

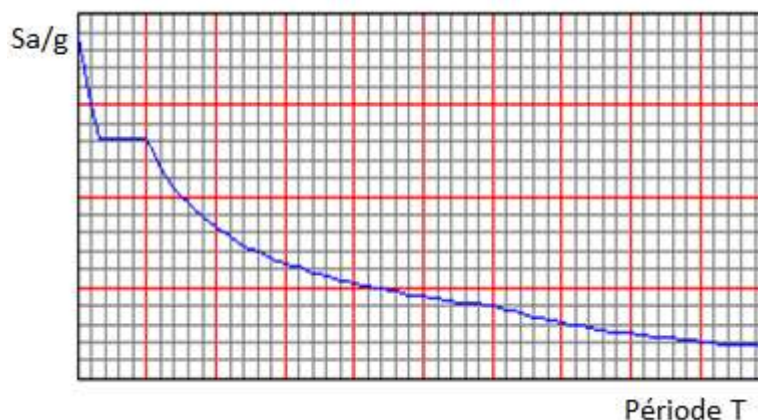


Figure VI.1. Spectre de réponse de calcul.

VI.4.Présentation du logiciel :

Le logiciel «Etabs» est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par éléments, il offre :

- ✓ Il calcule automatiquement le centre de gravité et centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- ✓ Il permet un affichage des résultats sous forme de tableau et graphique bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M ,efforts tranchant T , efforts normal N, contraintes).
- ✓ Analyse statique et dynamique.

VI.5. Etapes de modélisation :

- ✓ Choix du plan du travail.
- ✓ Choix de l'unité du travail ;[KN] et [m].
- ✓ Création graphique du modèle en utilisant l'interface du ETABS (Voir la figure VI.1).
- ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et dalle pleine par panneau.
- ✓ Introduire les propriétés des matériaux utilisés : les propriétés du béton.
- ✓ Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et les matériaux utilisés.
- ✓ Introduire les conditions aux limites.

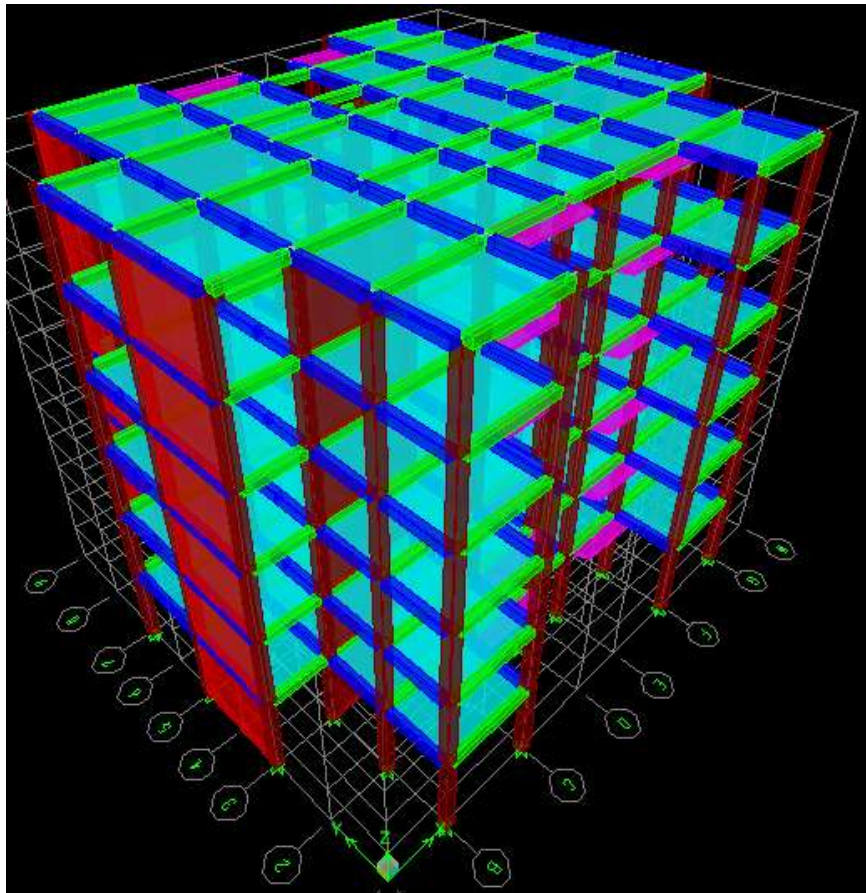


Figure VI.2.Interface de l'étabs.

VI.6.Forces sismique :

Contient les masses centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X. Y. Z).

a- Détermination des combinaisons de charge :

- ✓ ELU
- ✓ ELS
- ✓ $1,35G + 1,5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $0,8GEX$
- ✓ $0,8GEY$

b- Détermination des charges :

- ✓ Le Poids propre de la structure est calculé par logiciel.
- ✓ Distribution des charges des planchers aux poutres.
- ✓ Pour les dalles pleines et plancher a corps creux : la charge est calculée.
- ✓ Automatiquement par le logiciel.

C- Vérification la résultante des forces sismique :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}} \dots\dots\dots[\text{RPA99/2003.4.3.6}]$$

d-Calcul de la force sismique totale « V » :

La force sismique totale V , appliqué à la base de la structure ,doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

e- Coefficient d'accélération de zone «A» :

Il est donné par le tableau (4.1) [RPA99/20034.2.3] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- ✓ Zone IIa
- ✓ Groupe 2, On adopte A=0,15

f- Coefficient de comportement global de la structure «R»

Notre structure à un système de portiques contreventés par des voiles
D'après le tableau.3 du RPA99/2003 à un coefficient de comportement.

$$R = 4$$

g- Facteur de qualité «Q».

Tableaux VI.1. Valeurs des pénalités P_q.

Critère «q»	P _q	
	Observé	N/observé
Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1

$$Q = 1 + \Sigma p_q = 1 + 0,25 = 1,25$$

h- Pourcentage d'amortissement critique « ξ » :

Voiles en béton armé $\xi = 7 \% = 0,07$

i- Facteur de correction d'amortissement « η » :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0,88$$

j- Période fondamentale de la structure « T » :

La de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de la formule suivante :

$$T = C_T \times (h_N)^{0,75} = 0,050 \times (19,56)^{3/4} = 0,465 \text{ s}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage.

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

$$T_x = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} = 0,09 \times \frac{19,56}{\sqrt{21,14}} = 0,38 \text{ s}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_y}} = 0,09 \times \frac{19,56}{\sqrt{25,5}} = 0,35 \text{ s}$$

$$T = \text{Min}(T, T_x, T_y) = 0,35 \text{ s}$$

k- Facteur d'amplification dynamique «D» :

IL est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

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

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donné par Tableau 4.7 du RPA99 Version 2003.site meuble (s2). Donc $T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$0 \leq T \leq T_2 \quad D = 2,5\eta \quad \Rightarrow \quad D = 2,5 \times 0,88 = 2,2$$

Tableau VI.2.Période et facteur de participation massique.

Mode	Période	Mode	Période
1	0.418956	7	0.043843
2	0.38941	8	0.039955
3	0.359841	9	0.034497
4	0.098626	10	0.027334
5	0.089495	11	0.025296
6	0.07891	12	0.02478

VI.7. Interprétation du résultat obtenu :**1-Nombre des modes à considérer :(RPA99 Version 2003/4.3.4) :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 direction orthogonale , le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 direction d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90 % au moins de la masse totale de la structure .

Le nombre minimum de modes à retenir est de 3 dans chaque direction considérée :

$$K \geq 3 \text{ modes}$$

2-D'après le RPA Version 2003 le poids totale de la structure est égala à :

$$W = \sum w_i \text{ avec } w_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Le coefficient β est donné par le tableau 4.5 du RPA99 Version 2003

Bâtiment d'habitation, bureau ou assimilés : $\beta = 0,2$

W_{Gi} : poids des charges permanents

W_{Qi} : Charge d'exploitation

Remarque :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel d'ETABS

$$W = 25484,16 \text{ kN}$$

3- La force sismique sera donc :

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,25}{4} \times 25484,16 = 2628,054 \text{ KN.}$$

Tableau VI.3. La force sismique.

Etage	Diaphragm	MassX	MassY
5	D6	351.8578	351.8578
4	D5	444.0358	444.0358
3	D4	448.1747	448.1747
2	D3	448.1747	448.1747
1	D2	448.1747	448.1747
RDC	D1	457.3563	457.3563
	Sum	2597.774	2597.774
	W	25484.1629	25484.1629
	V _{statique}	2628,054	2628,054

4- Vérification des forces sismique : [RPA99/3002.4.3.6]

Après l'interprétation du logiciel Etabs, la résultante des forces sismiques à la base est égale :

Tableau VI.4. Vérification des forces sismiques suivant X.

Sens X			
Etage	V _X	V _Y	V _{xd}
5	754.03	5.75	754.051924
4	1385.45	9.93	1385.48559
3	1848.05	13.49	1848.09924
2	2190.83	15.76	2190.88668
1	2428.4	17.01	2428.45957
RDC	2560.21	18.02	2560.27342

$V_{xd} > 0,8 V_{statique} \Rightarrow 2560,273 \text{ kN} > 2102,443 \text{ KN} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée).

Tableau VI.5. Vérification des forces sismique suivant y.

Sens y			
Etage	V _X	V _Y	V _{yd}
5	5.75	751.6	751.621994
4	9.77	1388.15	1388.18438
3	13.38	1860.26	1860.30812
2	15.57	2207.85	2207.9049
1	17.14	2444.57	2444.63009
RDC	18.02	2572.88	2572.9431

$V_{xd} > V_{statique} \Rightarrow 2572,943 \text{ kN} > 2102,443 \text{ kN} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée).

5- Vérification de la période : [RPA99/2003.4.2.4.4]

$$T_{dx} = 0,38 \text{ s} \leq 1,3 \times T_s = 0,53 \text{ s} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié})$$

$$T_{dy} = 0,35 \text{ s} \leq 1,3 \times T_s = 0,53 \text{ s} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié})$$

6- Calcul et Vérification des déplacements :

D'après le RPA/2003[Art.4.4.3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau K.

δ_{ek} : Déplacement horizontal d aux forces sismique obtenu par Etabs.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

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

Vérification :

$$\Delta_k < 0,01 * h$$

Tableau VI.6. La vérification du déplacement de tous les niveaux.

Etage	Sens X			Sens Y				
	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$0,01 * h$	$\Delta_k < 0,01 * h$
5	0.0071007	0.02840282	0.00560282	0.0083006	0.03320241	0.00640241	0.0306	CV
4	0.0057	0.0228	0.0056	0.0067	0.0268	0.0064	0.0306	CV
3	0.0043	0.0172	0.0056	0.0051	0.0204	0.0068	0.0306	CV
2	0.0029	0.0116	0.0052	0.0034	0.0136	0.006	0.0306	CV
1	0.0016	0.0064	0.004	0.0019	0.0076	0.0048	0.0306	CV
RDC	0.0006	0.0024	0.0024	0.0007	0.0028	0.0028	0.0306	CV

VI.8. Justification vis-à-vis de l'effet p-Δ : [RPA99/2003.A.5.9] :

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_t \times \Delta_k}{V_t \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au – dessus du niveau «K».

$$P_k = \Sigma (w_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

$$V_k = \Sigma F_i$$

Δ_k : Déplacement relative du niveau «k» par rapport au niveau «K-1».

H_k : Hauteur de l'étage «K».

- Si : $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1 ordre par le facteur

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Calcul F_i :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i (V - f t)}{\Sigma w_i \times h_i}$$

W_i : poids propre de l'étage.

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure.

V_t : Force sismique totale.

$$\text{On a : } \begin{cases} T_x = 0,38 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \\ T_y = 0,35 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow F_t = 0$$

Tableau VI.7. Les résultats des forces sismiques.

Niveau	h (m)	W_i (KN)	$h \times W_i$	$V_x = V_y$	$F_x = F_y$
5	18.36	351.857	6460.09452	2628.054	628.887426
4	15.3	444.035	6793.7355	2628.054	661.367232
3	12.24	448.174	5485.64976	2628.054	534.025647
2	9.18	448.174	4114.23732	2628.054	400.519236
1	6.12	448.174	2742.82488	2628.054	267.012824
RDC	3.06	457.356	1399.50936	2628.054	136.241635
Somme			26996.0513		2628.054

Tableaux VI.8 .Récapitulatif pour la vérification de l'effet P- Δ .

	Etage	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ_k	$\theta_k < 0,10$
Sens X	5	3451.717	0.005603	4486.665	3.06	0.0014087	CV
	4	7807.701	0.0056	8883.259	3.06	0.0016085	CV
	3	12204.29	0.0056	13279.85	3.06	0.0016818	CV
	2	16600.87	0.0052	17676.45	3.06	0.0015959	CV
	1	20997.46	0.004	22073.04	3.06	0.0012435	CV
	RDC	25484.12	0.0024	25524.77	3.06	0.0007831	CV
Sens Y	5	3451.717	0.006402	4486.665	3.06	0.0016096	CV
	4	7807.701	0.0064	8883.259	3.06	0.0018383	CV
	3	12204.29	0.0068	13279.85	3.06	0.0020422	CV
	2	16600.87	0.006	17676.45	3.06	0.0018415	CV
	1	20997.46	0.0048	22032.44	3.06	0.0014949	CV
	RDC	25484.12	0.0028	25484.16	3.06	0.000915	CV

Conclusion :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- Δ est négligé.

Chapitre VII :
Ferraillage Des Eléments
Structuraux.

VII.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter l'étude des éléments résistants de la structure.

Cette structure est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutre et voile, liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto-stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de contreventement, on va utiliser l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse de structure Etabs ; Ce logiciel nous permet de déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

VII.2.Définition :**VII.2.1.Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé ; Ils constituent des ponts d'appuis des poutres principales et secondaires pour transmettre les charges de la super-structure aux fondations.

VII.2.2.Poutre :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VII.3.Etude des portiques :**VII.3.1.Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses action sont notés :

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitations

E : Efforts sismique

Les combinaisons prises en compte sont :

CBA/93 : Combinaisons fondamentale ou bien durables et transitoires

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

ELS : $G + P$

RPA99 Version 2003 : Combinaisons accidentelles

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + P \pm 1,2E \end{array} \right. \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right. \Rightarrow \text{Poutre}$$

VII.3.2.Ferrailage des poteaux :**a-Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Etabs sous les combinaisons d'action suivant :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G + 1,5Q$) pour la situation durable et ($G + Q \pm 1,2E$) et ($0,8G \pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA 99/V2003]

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA 99 /V2003 et le CBA93.

b- Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

1) Conditions de RPA 99/ V2003 :

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0,8% en zone IIa.
- ✓ Leur pourcentage maximale sera de : $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante.} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- ✓ Les jonctions par recouvrements doivent être faites à l'extérieur de la zone nodal (zone critique).
- ✓ Les logeurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont : $\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right) \end{array} \right.$

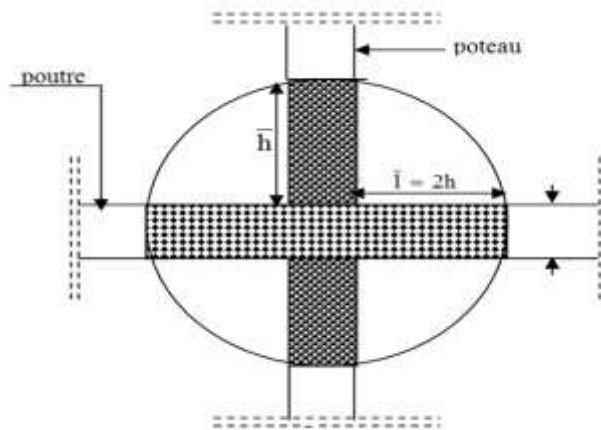


Figure VII.1. Schéma de la zone nodale.

➤ **Armatures minimales imposés par les règles BAEL.91 :**

$$A_{\min} = \text{Max} \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow \text{pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \times b \times h \Rightarrow \text{pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h \Rightarrow \text{pour la traction simple.}$$

2) Condition de CBA93 :

La section A1 des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

[CBA93.A.8.1.21]

- ✓ $A1 \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de périmètre
 - ✓ $0,2\%B \leq A1 \leq 5\%B$
- } pour une section entièrement comprimée.

Avec B : la section totale du poteau.

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale (c) de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$C \leq \text{Min}(b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

Avec :

b : étant la petite cotée du rectangle.

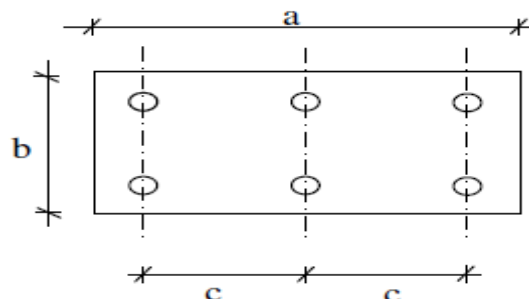


Figure VII.2. Espacement entre les armatures longitudinales.

c- Les armatures transversales :**1) Condition de RPA99/2003 :**

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec : T_u : Effort tranchant

a : Hauteur totale de la section brute

f_e : limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 & \Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales :

Dans la zone nodales : $\delta_t \leq \text{Min} (10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$ (zone IIa)

Dans la zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1$ (zone IIa)

Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme suit :

Si :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$$

$3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

A et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée :

L_f : Longueur du flambement.

2) Condition de CBA93 : [CBA93.A.8.1.3]

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varnothing_l \leq \frac{1}{3} \varnothing_{l_{\max}}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur:

$$\delta_t = \text{Min} (15\varnothing_{l_{\min}} ; 40\text{cm}, b+10\text{cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varnothing_{l_{\min}}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire a la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

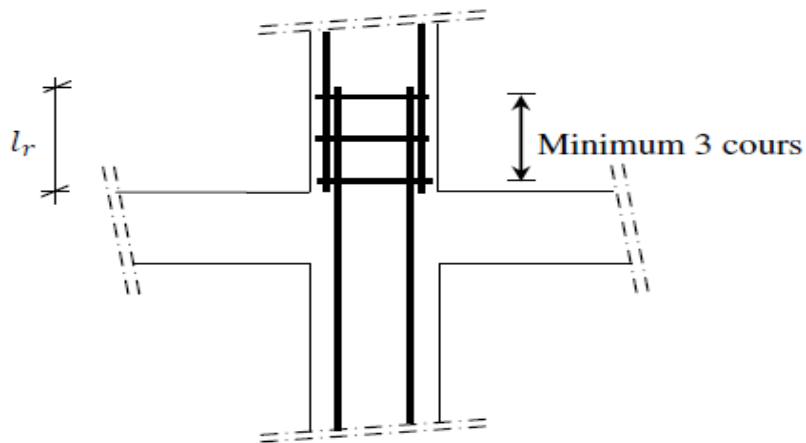


Figure VII.3. Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.

d- Sollicitations de calcul :

Tableau VII.1.Récapitulatif des sollicitations.

Combinaisons	Sollicitation		poteau 40X40	
ELU (1.35G+1.5Q)	Cas1	N (KN.m)	927.97	
		M _{yy} (KN.m)	0.259	
		M _{zz} (KN.m)	1.449	
	Cas2	M _{yy} (KN.m)	37.587	
		N (KN.m)	725.72	
	Cas3	M _{zz} (KN.m)	13.459	
		N (KN.m)	32.05	
	ELS (G+Q)	Cas1	N (KN.m)	676.12
			M _{yy} (KN.m)	0.189
M _{zz} (KN.m)			1.057	
Cas2		M _{yy} (KN.m)	27.319	
		N (KN.m)	522.91	
Cas3		M _{zz} (KN.m)	9.771	
		N (KN.m)	23.4	
A.C.C (G+Q±E)		Cas1	N (KN.m)	1079.14
			M _{yy} (KN.m)	11.189
	M _{zz} (KN.m)		2.47	
	Cas2	M _{yy} (KN.m)	53.779	
		N (KN.m)	233.34	
	Cas3	M _{zz} (KN.m)	32.838	
		N (KN.m)	100.93	
	Effort tranchant		T (KN)	50.8

e- Ferrailage du poteau de section (40x40) cm² :**1) Armatures longitudinales :****ELU :(1,35G+1.5p)****cas 1:****Les sollicitations prises en compte sont :**

- $N^{\text{max}} = 927,97 \text{ KN}$ (compression)
 - $M_{YY}^{\text{corr}} = 0,259 \text{ KN.m}$
 - $M_{ZZ}^{\text{corr}} = 1,449 \text{ KN.m}$
- **Calcule suivant l'axe y-y :**

Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N} = \frac{25,9}{927,97} = 0,03 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 1,63 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N'_1 se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \text{Max} \left[50 ; 67 \times \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\text{Avec : } 67 \times \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0,03}{40} = 0,05 < 60$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm} \text{ (bâtiment à étage multiple)}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{285,6}{40} = 24,70$$

$$\lambda = 24,70 < \text{Max} [50 ; 0,05] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorée suivantes :

$$N'_1 = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité addionnelle:**

$$e_a = \text{Max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = \text{Max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} = 1,63 \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,03}{40} = 0,001 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{24,70}{35}\right)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,099$$

$$N'_1 = 927,97 \times 1,099 = 1019,84 \text{ KN}$$

$$M' = 1019,84 \times (0,03 + 2) \times 10^{-2} = 20,70 \text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{2070}{1019,84} = 2,03 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2,03 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieur de la section.

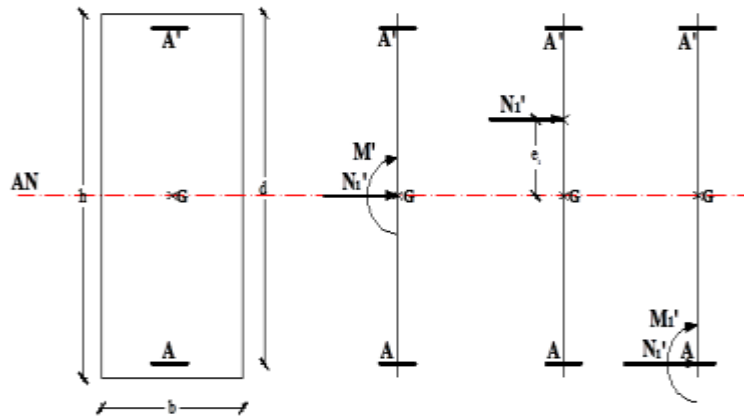


Figure VII.4. Position du point d'application de l'effort normal N'_1 .

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337h - 0,81c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M'_1$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 20,70 + 1019,84 (0,36 - 0,2) = 183,87 \text{ kN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c_1) \times \sigma_b \times b \times h = (0,337 \times 40 - 0,81 \times 5) \times 14,17 \times 40 \times 40 \\ = 539,84 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 \times (d - c_1) - M'_1 = 1019,84 \times (0,36 - 0,05) - 183,87 = 132,28 \text{ kN.m}$$

539,84 kN.m > 132,28 kN.m \Rightarrow La section est partiellement comprimée

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M'1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18387}{14,17 \times 40 (36)^2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$A_1 = \frac{M'1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{183,87 \times 10^6}{348 \times 0,988 \times 360} = 14,85 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'1}{100\sigma_s} = 14,85 - \frac{1019840}{100 \times 348} = -14,46 < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

➤ **Calcul suivant l'axe z-z:**✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N'} = \frac{149,9}{927,97} = 0,16 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,33 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N'_1 se trouve dans la moitié de hauteur d'oyant central.

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \text{Max}[50 ; 67 \frac{e_0}{h}]$$

Avec :

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \frac{0,16}{40} = 0,27 < 60$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (bâtiment a étages multiple)}$$

$$\lambda = 24,70$$

$$\lambda = 24,70 < \text{Max}[50 ; 0,27] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \text{Max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = \text{Max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} = 1,63 \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,16}{40} = 0,004 < 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,099$$

$$N'_1 = 927,97 \times 1,099 = 1019,84 \text{ KN}$$

$$M' = 1019,84 \times (0,16 + 2) \times 10^{-2} = 22,03 \text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{2203}{1019,84} = 2,16 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2,16 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N'_1 se trouve a l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M'_1$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 22,03 + 1019,84 (0,36 - 0,2)$$

$$M'_1 = 185,20 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 \times (d - c_1) - M'_1 = 1019,84 \times (0,36 - 0,05) - 185,20$$

$$N'_1 = 130,95 \text{ kN}$$

$$(0,337h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = 213,80 \text{ kN.m}$$

$$N'_1 \times (d - c_1) - M'_1 = 130,95 \text{ kN.m}$$

213,80 kN.m > 130,95 KN.m \Rightarrow la section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18520}{14,17 \times 40 (36)^2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$A_1 = \frac{M^r_1}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{185200}{348 \times 0,988 \times 36} = 14,96 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N^r_1}{100\sigma_s} = 14,96 - \frac{1019840}{100 \times 348} = -14,35 < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

Situation accidentelle: (G+P±1, 2E; 0, 8G ± E) ;

Cas 1 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{n\text{ax}} = 1079,14 \text{ KN}$ (compression)
- $M_{YY}^{\text{corr}} = 11,189 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{corr}} = 2,47 \text{ KN}$
- **Calcul suivant l'axe y-y :**
- ✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{1118,9}{1079,14} = 1,04 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,33 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieur de la section.

- ✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \text{Max} [50 ; 67 \times \frac{e_0}{h}]$$

$$\text{Avec : } 67 \times \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{1,04}{40} = 1,74 < 50$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm} \text{ (bâtiment à étage multiple)}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{285,6}{40} = 24,70$$

$$\lambda = 24,70 < \text{Max} [50 ; 1,74] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$ea = \text{Max} \left[2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right] = \text{Max} \left[2\text{cm} ; \frac{408}{250} = 1,63 \right] \Rightarrow ea = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{1,04}{40} = 0,026 < 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,099$$

$$N'_1 = 1079,14 \times 1,099 = 1185,97 \text{ KN}$$

$$M' = 1185,97 \times (1,04 + 2) \times 10^{-2} = 36,05 \text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{3605}{1185,97} = 3,04 \text{ cm}$$

$$e_1 = 3,04 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N'_1 se trouve a l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M'_1$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 36,05 + 1185,97(0,36 - 0,2)$$

$$M'_1 = 225,81 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = 213,80 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 \times (d - c_1) - M'_1 = 141,84 \text{ KN.m}$$

$213,80 \text{ KN.m} > 141,84 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{225810}{14,17 \times 40 (36)^2} = 0,31$$

$$\mu = 0,31 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,48$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,808$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{225810}{348 \times 0,808 \times 36} = 22,31 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'_1}{100\sigma_s} = 22,31 - \frac{1185970}{100 \times 348} = -11,77 < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

➤ **Calcul suivant l'axe z-z :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N'} = \frac{247}{1079,14} = 0,23 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,33 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N'₁ se trouve à l'intérieur de la section.

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \text{Max}[50 ; 67 \times \frac{e_0}{h}]$$

$$\text{Avec : } 67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0,23}{40} = 0,39 < 60$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 285,6 \text{ cm} \quad (\text{bâtiment a étages multiple})$$

$$\lambda = 24,70$$

$$\lambda = 24,70 < \text{Max}[50 ; 0,39] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \text{Max}[2 \text{ cm} ; \frac{l}{250}] = \text{Max}[2 \text{ cm} ; 1,63 \text{ cm}] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,23}{40} = 0,006 \text{ cm} < 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,099$$

$$N'_1 = 1079,14 \times 1,099 = 1185,97 \text{ KN}$$

$$M' = 1185,97 \times (0,006 + 2) \times 10^{-2} = 23,79 \text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{2379}{1185,97} = 2,01 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2,01 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N'_1 se trouve a l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M'_1$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1(d - \frac{h}{2}) = 23,79 + 1185,97 (0,36 - 0,2)$$

$$M'_1 = 213,55 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = 213,80 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 \times (d - c_1) - M'_1 = 154,10 \text{ KN.m}$$

213,80 KN.m > 154,10 KN.m \Rightarrow la section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{213550}{14,17 \times 40 (36)^2} = 0,29$$

$$\mu = 0,29 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,44$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,824$$

$$A_1 = \frac{N'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{213550}{348 \times 0,824 \times 36} = 20,69 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 20,69 - \frac{1185970}{100 \times 348} = -13,39 < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

✓ **Vérification à l'Etat limite de service :**

Après avoir fait le calcul de ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à L'ELS sous les sollicitation de (N_{ser}, M_{ser}) .
 - Les fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
 - La contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- ✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} :**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{18,9}{676,12} = 0,03 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,03 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Le point d'application d'un effort normal de compression N_s se trouve à l'intérieure de la Section.

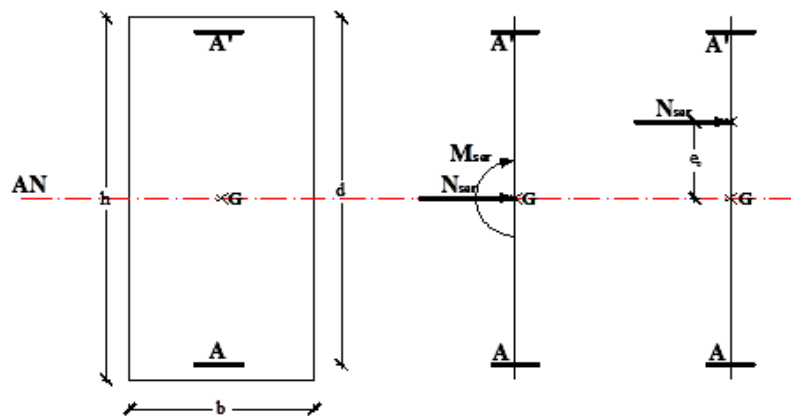


Figure VII.5. Position du point d'application de l'effort normal N_{ser} .

$$e_0 = 0,03 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 6,67 \text{ cm} \quad \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) = 40 \times 40 + 15(20,69 + 22,31) = 2245 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 \times c + A_2 \times d) \right] = \frac{1}{2245} \left[\frac{40(40)^2}{2} + 15(22,31 \times 5 + 20,69 \times 36) \right] = 19,98 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 19,98 = 20,02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{h}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_1 (V_1 - c_1)^2 + A_2 (V_2 - c_2)^2]$$

$$= \frac{40}{3} [(19,98)^3 + (20,02)^3] + 15[22,31 (19,98 - 5)^2 + 20,69 (20,02 - 5)^2]$$

$$I = 358444,46 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 0,189 - 676,19 \left(\frac{0,40}{2} - 0,1998 \right) = 0,053 \text{ kN.m}$$

✓ **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{MG}{NG} \leq \frac{I}{[B+15(A_1+A_2)]V_2}$$

$$e_G = \frac{MG}{NG} = \frac{5,3}{676,12} = 0,01 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{[B+15(A_1+A_2)]V_2} = \frac{358444,46}{[40^2 + 15(22,31+20,69)]20,02} = 24,70 \text{ cm}$$

$e_G = 0,01 \text{ cm} \leq 24,70 \text{ cm} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100B_0} = \frac{676120}{100 \times 2245} = 3,01 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{MG}{I} = \frac{530}{358444,46} = 0,00015$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times V_1 = 3,01 + 0,00015 \times 19,98 = 3,013 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,013 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

2) Armatures transversales :

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$T_{max} = 50,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d \times 100} = \frac{50800}{40 \times 36 \times 100} = 0,35 \text{ MPa}$$

Selon le CBA93: Art 5.1.2.1:

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

$$\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires au linge moyen du poteau.

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{2}{3} = 0,67 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

✓ **Espacement des armatures transversales :**

Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \text{Min} (15\phi_{\text{min}} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm}) = (15 \times 1,4 ; 40 ; 50) \text{ cm} = 21 \text{ cm}$$

On prend $t = 20 \text{ cm}$

D'après les règles RPA99/Version 2003 :

• **Zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\phi_{\text{min}} ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,4 ; 15) \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$

On prend $t = 10 \text{ cm}$

• **Zone courant :**

$$t \leq 15\phi_{\text{min}} = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

On prend $t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Calcul de } \lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{285,6}{40} = 7,14 > 5$$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times T_u}{h t \times f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 50800}{40 \times 100 \times 400} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On prend 3T8 $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures transversales minimales:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{285,6}{40} = 7,14 > 5 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,36\% \times b \times t = 0,0036 \times 40 \times 10 = 1,44 \text{ cm}^2$$

3) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux -poutres ;

$$L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h}{6} ; b ; h ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

4) Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \phi_{L_{\text{max}}} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$A_{\text{RPA}} = 0,007 \times h \times b = 0,007 \times 40^2 = 11,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{BAEL}} = \text{Max} \left[\frac{0,2b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \text{Max} [3,2 ; 6,4] = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\text{RPA}} \cdot A_{\text{BAEL}}) = \text{Max} (2,01 ; 11,2 ; 6,4) = 11,2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$8T14 \Rightarrow A = 12,32 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.2.Récapitulatif de ferrailage des poteaux.

Section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		Ferrailage	A(cm ²)	Long de rec (cm)
		RPA	BAEL			
40x40	2,01	11,2	6,4	4T14 +4T16	14,2	64

5) Schéma de Ferrailage de poteaux :

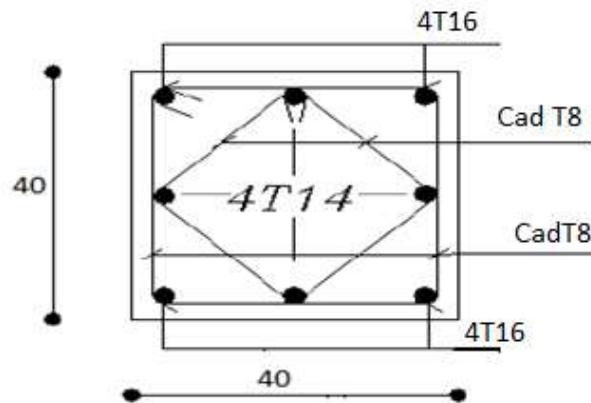


Figure VII.6.Schéma de ferrailage de poteaux.

VII.3.3. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales $\Rightarrow (25 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutre secondaires $\Rightarrow (25 \times 35) \text{ cm}^2$

a) Ferrailage réglementaire :

➤ **Recommandation du RPA99/2003 :**

1) Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en zone IIa.
- Armatures maximales $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \text{ en zone courante} \\ 6\% \times B \text{ en zone recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur recouvrement est de $40 \times \phi$ en zone IIa (RPA99/2003).

Avec :

B : section de la poutre.

2) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0,003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$$

En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

➤ **Règlement CBA.93 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{F_{c28}}{\gamma_b} \times b \times d \Rightarrow \text{pour les armatures tendues.}$$

b) La sollicitation des poutres :

A l'aide d'un fichier, des résultats donné par le logiciel« etabs»,on obtient les résultats.

Tableau VII.3.Récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Combinaisons	Sollicitation	poutres prin 40X25	Poutre sec 35X25
ELU(1.35G+1.5Q)	M _T (KN.m)	53.285	27.86
	Ma (KN.m)	-53.33	-27.818
ELS(G+Q)	M _T (KN.m)	38.699	20.23
	Ma (KN.m)	-38.731	-20.204
A.C.C(G+Q±E)	M _T (KN.m)	69.524	45.03
	Ma (KN.m)	-65.164	-45.083
ELU(1.35G+1.5Q)	T (KN)	78.57	27.04

a-Exemple de calcul :

❖ Poutre principale de section (25 x 40) cm²

1) Armatures longitudinales :

✓ **Conditions imposées par le RPA 99/Version 2003 :**

Poutres principale : $A'_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$

✓ **Conditions imposées par le CBA.93**

Poutres principale : $A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} \times 25 \times 36 = 1,09 \text{ cm}^2$

2) Ferrailage de la poutre :

En travée :

ELU : $M_t = 53,285 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armaturées :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times h} = \frac{53285}{14,17 \times 25 \times 40} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,16$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,936$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{53285}{348 \times 0,936 \times 36} = 4,54 \text{ cm}^2$$

ELS: $M_t = 38,699 \text{ KN.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier

Section rectangulaire sans A $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{53,285}{38,699} = 1,38$$

$$\alpha = 0,16 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

⇒ Inégalité vérifiée : aucune vérification pour la contrainte du béton

⇒ Les armature calculées en ELU sont maintenues.

Situation accidentelle : $M_t = 69,524 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{69524}{14,17 \times 25 (40)^2} = 0,15$$

$$\mu = 0,15 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,20$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,92$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{69524}{348 \times 0,92 \times 36} = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{MAX} (A_{\text{cal}} ; A_{\text{acc}} ; A_{\text{min(BAEL)}}) = 6,03 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T14 + 3T12 \quad \Rightarrow A = 8,01 \text{ cm}^2$$

En appuis :

ELU: $M_a = -53,33 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{53330}{14,17 \times 25 (36)^2} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,16$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,936$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{53330}{348 \times 0,936 \times 36} = 4,55 \text{ cm}^2$$

ELS : $M_a = -38,731 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{38731}{14,17 \times 25 (36)^2} = 0,08$$

$$\mu = 0,08 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,10$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{38731}{348 \times 0,96 \times 36} = 3,22 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle : $M_a = -65,164 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{65164}{14,17 \times 25 (36)^2} = 0,14$$

$$\mu = 0,14 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,19$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,924$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{65164}{348 \times 0,924 \times 36} = 5,63 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\text{acc}} ; A_{\text{min(BAEL)}}) = 5,63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T14 \Rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\text{max}} = 78,57 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u = 78570 \text{ N} < 0,267 \times 32,4 \times 25 \times 25 \times 100 = 2025000 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\Rightarrow A_t = 6,03 \geq \frac{1,15}{400} \left(78570 + \frac{65164}{0,9 \times 36} \right) \times 10^{-2} = 2,32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Il n'y a influence sur les armatures longitudinales.

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{78570}{25 \times 36 \times 100} = 0,87 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

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

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{40}{35} ; \frac{25}{10} ; 1,4 \right) = (1,14 ; 2,5 ; 1,4) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

$$4\phi_8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (2 Cadres)}$$

✓ **L'espacement des armatures transversales :**

Selon (C.B.A.93) :

Soit δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b \times \delta_t} \geq \frac{\tau u - 0,3 f_{c28} \times K}{0,9 f_e} \quad \text{avec : } K = 1 \text{ Flexion simple} \quad [\text{CBA93 / A.5.1.2.3}]. \\ \delta_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}]. \\ \frac{A_t}{b \times \delta_t} \leq 0,4 \text{ MPa} \quad [\text{CBA/A.5.1.2.2}] \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b \times \gamma_s (\tau u - 0,3 f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \text{Min} (0,9 \times 36; 40 \text{ cm}) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times 0,4} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} \leq \frac{2,01 \times 0,9 \times 235}{25 \times 1,15 (0,83 - 0,3 \times 2,1)} \\ \delta_{t2} \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \delta_{t3} \leq \frac{2,01 \times 235}{25 \times 0,4} \end{array} \right.$$

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} = 73,93 \text{ cm} \\ \delta_{t2} = 32,4 \text{ cm} \\ \delta_{t3} = 47,24 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\delta_t \leq \text{Min} (73,82 ; 32,4 ; 47,24) \text{ cm} = 32,4 \text{ cm}$$

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

Selon (RPA99/2003) :

- **Zoe nodale :** $\delta_{t4} \leq \frac{h}{4} ; 12\phi = \text{Min} (10 ; 19,2) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$
- **Zone courante :** $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = 20 \Rightarrow \delta_{t5} = 15 \text{ cm}$

Donc : $\delta_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

$\delta_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

✓ **Vérification des armatures transversales :**

- **Zone nodale :** $A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2$
- **Zone courante :** $A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ cm}^2$

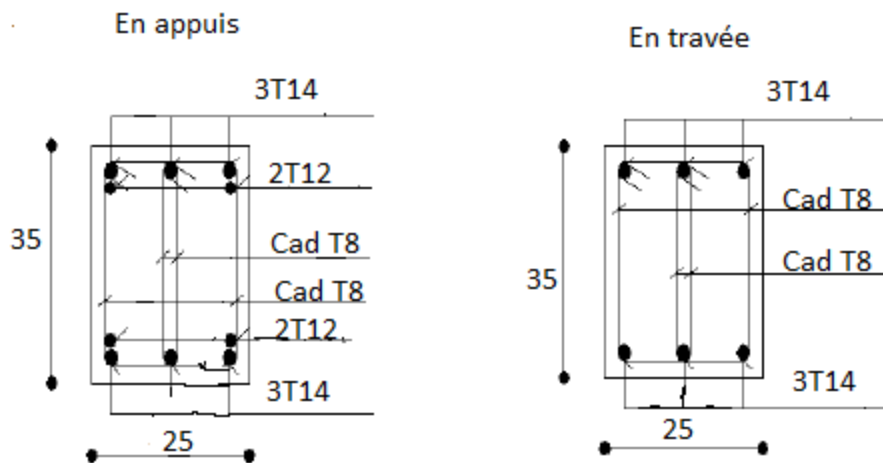
3) Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_{L \max} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Tableau VII.4.Récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

Poutres principales	A_{min} (cm ²)		A_{cal} (cm ²)	Barres choisies	A_{corr} (cm ²)	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale	Longueur de recouvrement (cm)
	BAEL	RPA							
Travée	1,30	6	6,03	3T14 +3T12	8,01	$\phi 8$	15	10	56
Appuis	1,30	6	5,53	3T14 +2T12	6,88	$\phi 8$	15	10	56

4) Schéma de Ferrailage de la poutre principale :

**Figure VII.7.**Schéma de ferrailage de la poutre principale.

❖ Etude des poutres secondaires :(25x35) cm²

Le calcul de poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour ce la, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessus qui donne les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage.

Tableau VII.5.Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

Poutres secondaires	A_{min} (cm ²)		A_{cal} (cm ²)	Barres choisies	A_{corr} (cm ²)	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale	Longueur de recouvrement (cm)
	BAEL	RPA							
Travée	1,12	5,25	4,44	3T14	4,62	ϕ	10	7	56
Appuis	1,12	5,25	5,04	3T14+ 2T12	6,88	ϕ	10	7	56

5) Schéma de Ferrailages de la poutre secondaire :

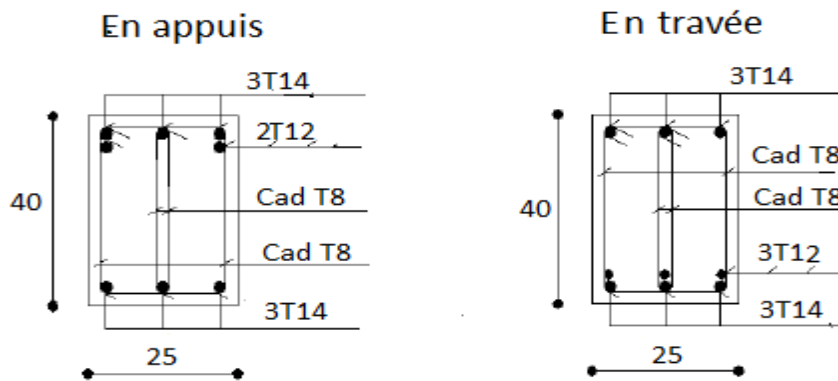


Figure VII.8. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

VII.4. Ferrailage des voiles :

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes(3) :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VII.4.1. Voiles pleins :

Principe de calcul :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon(3) sous les efforts N_{\max} et M_{cor} ,

- Pour le ferrailage : $0,8G \pm E$.
- Pour la vérification : $G+Q \pm E$.

VII.4.2. Ferrailage vertical :

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversal du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

Cas 1 :

$(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA99/2003 ($A_{\min} = 0,20\%.a.L$).

Cas 2 :

$(\sigma_1, \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) \Rightarrow On calcule le volume des contraintes de traction F_t .

Dou la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{\min} 0,2\%.a.L$ on ferraille avec la section minimale

Si : $A_v > A_{\min} 0,2\%.a.L$ on ferraille avec A_v

Cas 3 :

(σ_1, σ_2) Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile partiellement comprimée.

\Rightarrow On calcule les contraintes pour la zone tendue.

VII.4.1.2. Armatures horizontales :

Ces armatures doivent être supportées les efforts de traction.

D'après (RPA99/2003.A7.7.2.) :

$$\tau_b = \frac{T}{a \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}} \Rightarrow T$: effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

D : 0,9h (hauteur utile).

h : hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- 0,15% a.1m $\Rightarrow \tau_b \leq 0,025.f_{c28} = 0,625$ MPa
- 0,25% a.1m $\Rightarrow \tau_b > 0,025.f_{c28} = 0,625$ MPa

L'espacement : $S \leq (1,5a ; 30\text{cm})$ d'après (RPA99/2003.A.7.7.4.3).

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40ϕ : Les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VII.4.1.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles, au moins 4 épingle au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

VII.4.2. Exemples de calcul d'un voile plein :

Voil V₁.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

$$N = 1772,29 \text{ KN}$$

$$M = 1,428 \text{ KN.m}$$

$$T = 1,731 \text{ KN}$$

$$A = 0,81 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 2,025 \text{ m}^2$$

$$I = 1,1072 \text{ m}^4$$

VII.4.2.1. Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{1772,29}{0,81} + \frac{1,428 \times 2,025}{1,1072} = 2190,62 \text{ KN.m} = 2,191 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{1772,29}{0,81} - \frac{1,428 \times 2,025}{1,1072} = 2185,40 \text{ KN.m} = 2,185 \text{ MPa}$$

σ_1, σ_2 Sont de signe différent, donc la section est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction.

VII.4.2.2. Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{2,185}{2,191 + 2,185} \times 4,05 = 2,02 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 4,05 - 2,02 = 2,03 \text{ m}$$

VII.4.2.3 Vérification des contraintes de compression :

Par la combinaison : G+Q+E on a :

$$N = 1274,45 \text{ KN}$$

$$M = 2,39 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{1274,45}{0,81} + \frac{2,39 \times 2,025}{1,1072} = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_2 = \frac{1274,45}{0,81} - \frac{2,39 \times 2,025}{1,1072} = 1,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

VII.4.2.4. Détermination des armatures verticales :

Tronçon AB :

$$F_{t1} = \frac{\sigma_2}{2} \times d \times a = \frac{1560}{2} \times 2,75 \times 0,20 \quad \text{Avec : (a = 20 cm , d = 0,9h)}$$

$$F_{t1} = 429 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_{t1}}{f_e} = 10,73 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'après RPA99/2003:

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \times d = 11 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = 10,73 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille par la section minimale.}$$

$$\text{On prend : 8T14} \Rightarrow A_v = 12,32 \text{ cm}^2$$

VII.4.2.5. Espacement exigé par RPA99/2003 :

$$S \leq (1,5 a ; 30 \text{ cm})$$

$$\text{On prend : } S = 15 \text{ cm (zone nodale)}$$

$$S = 10 \text{ cm (zone courante)}$$

Détermination des armatures horizontales:

$$\tau_b = \frac{T}{a.d}$$

$$\bar{T} = 1,4 \times 1,731 = 2,42$$

$$\tau_b = \frac{T}{a.d} = \frac{2,42}{0,2 \times 2,75} = 4,4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

D'autre part le RPA99/2003 prévoit un pourcentage minimum du ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025 f_{c28}$.

$$\tau_b = 4,4 \text{ MPa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_h > 0,0025.b.S = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 6T12 \Rightarrow A_h = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII.2.6.Espacement :

$$S_h \leq \text{Min} (1,5 a ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} . \text{ On prend : } S_h = 20 \text{ cm}$$

Tableau VII.6.Ferrailage vertical des voiles.

Voile		1	2	3
A	(m ²)	0,81	0,828	0,58
L	(m)	4,05	4,05	2,90
I	(m ⁴)	11,072	11,826	0,4065
V	(m)	2,025	2,07	1,45
X	(m)	2,03	2,02	1,44
F	(kN)	429	242,42	429,53
Av	(cm ²)	10,73	10,32	10,74
Achoisie		8T14	6T16	8T14
St (cm)	Nodale	15	15	15
	Courante	10	10	10

VII.4.7.Schéma de ferraillage du voile :

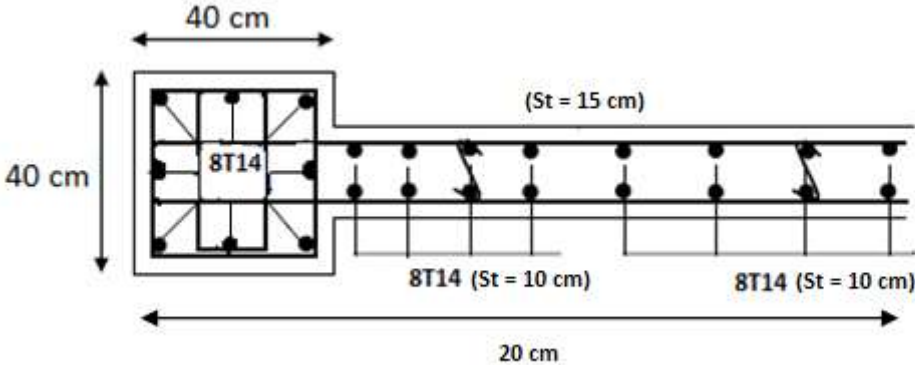


Figure VII.9.Schéma de ferraillage du voile.

Chapitre VIII:

Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple), ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VIII.2. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

VIII.2.1. Fondations superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général.

VIII.2.2. Fondations profondes :

- Fondations sur pieux : semi profondes
- Fondations sur pieux : profondes

VIII.2.3. Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau ;
- Fondation en terrain instable
- Fondation anti-vibratile ;

VIII.2.4. Choix du type de fondations

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VIII.2.5. Combinaison d'action

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement ;
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.

La combinaison de la vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :

$$G \pm 0,8 E$$

$$G + Q \pm E$$

VIII.2.6. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,7 bar pour une profondeur d'ancrage de 2 m (retenu du est rapport du sol).

VIII.2.7. Vérification des semelles isolées

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel L'ETABS .V.9.7.4, KN

S : Surface d'appuis de la semelle = A.B

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = 170 KN/m²

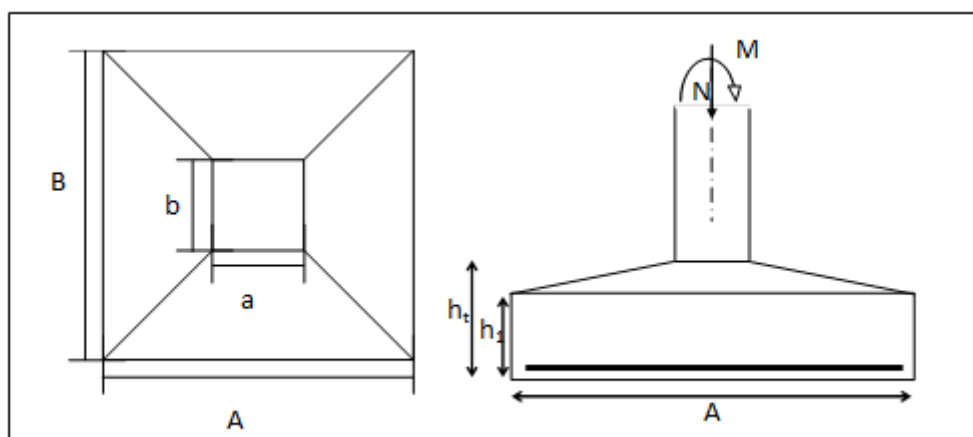


Figure VIII.1. Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B X B), donc $S = B^2$.

$$\bar{\sigma}_{sol} > \frac{N}{S}$$

Tableau VIII.1.Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

N (KN)	B(m)
676,12	1,84

VIII.2.8.Vérification des Semelles filantes

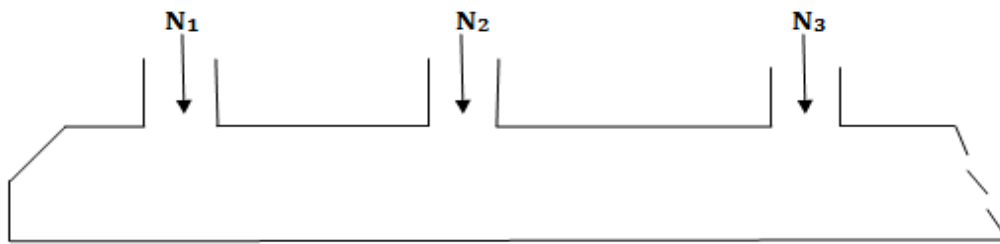


Figure VIII.2.Schéma d'une Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée

$$\text{Donc : } B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol} \times L}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- **Selon (X)**

Tableau VIII.2.Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S (m2)
A	1758.5	8.28	1.12	1.4	9.25
B	4467.13	19.98	1.15	1.4	22.91
C	5492.16	19.98	1.27	1.4	25.41
D	3435.18	17.08	1.09	1.4	18.58
E	3385.94	17.08	1.08	1.4	18.44
F	5477.93	19.98	1.27	1.4	25.37
G	4478.78	19.98	1.15	1.4	22.94
H	1759.4	8.28	1.12	1.4	9.26

- Selon (Y)

Tableau VIII.3.Section des semelles filantes dans le sens transversal.

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	1061.51	4.5	1.18	1.4	5.30
2	3315.55	17.3	1.06	1.4	18.37
3	6129.34	22.7	1.26	1.4	28.61
4	1931.31	9.2	1.11	1.4	10.22
5	3820.78	22.7	1.00	1.4	22.59
6	1994.52	9.2	1.13	1.4	10.39
7	5685.76	22.7	1.21	1.4	27.55
8	3691.14	17.3	1.12	1.4	19.38
9	781.81	4.05	1.07	1.4	4.32

Remarque : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50 \%$

Surface totale des semelles = 298,89 m² (Ss).

Surface total du bâtiment = 539,07 m² (Sb)

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{298,89}{539,07} = 0,55 = 55 \% > 50 \%$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

VIII.2.9. Etude du Radier général

VIII.2.9.1. Définition du radier

Le radier est défini comme une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

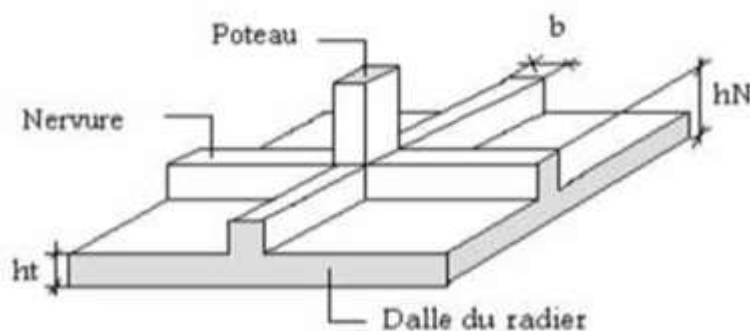


Figure VIII.3.Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VIII.2.9.2. Pré dimensionnement du radier

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est les charges d'exploitations dues à la superstructure.

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec : G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

❖ **Combinaison d'actions**

à **L'E.L.U** : $N_U = 40456,23 \text{ KN} = 4045,623 \text{ t}$

à **L'E.L.S** : $N_{ser} = 29593,23 \text{ KN} = 2959,323 \text{ t}$

❖ **Surface minimale du radier**

$$\text{On a: } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{29593,23}{170} = 174,08 \text{ m}^2$$

$S_{bat} = 539,07 \text{ m}^2 > S_{rad} = 174,08 \text{ m}^2$ (Condition vérifiée).

Pour notre projet, si on prend un débord de 80 cm à partir des axes des poteaux on aura une

Surface d'assise : **$S = 404,08 \text{ m}^2$** .

❖ **Épaisseur du radier (h)**

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

✓ **Critère de rigidité :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec : } L = 405 \text{ cm}$$

$$16,2 \text{ cm} \leq d \leq 20,25 \text{ cm} \dots\dots\dots(01)$$

✓ **Critère de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec : V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{1m \left(\frac{N_u}{S} \right) L}{2} = \frac{(40456,63/404,08) \times 4,05}{2} = 202,74 \text{ KN/ml}$$

$$d \geq \frac{202,74 \times 10}{0,06 \times 25 \times 100} = 13,52 \text{ cm} \dots\dots\dots(02)$$

De (01) et (02) on aura $d \geq 13,52$ cm

Donc : $h \geq d + c = 13,52 + 5 = 18,52$ cm

On prend : $h = 25$ cm ; $d = 20$ cm

VIII.2.9.3. Dimensionnement des poutres de libage

Le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 45 \text{ cm} \leq h \leq 67,5 \text{ cm}$$

On prend comme dimension : **$h = 60$ cm, $d = 55$ cm, $b = 40$ cm**

VIII.2.9.4. Vérification des contraintes

✓ **Poids propre du radier :**

En tenant compte du poids propre du radier et la poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \Sigma Li)$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 (0,25 \times 404,08 + 0,6 \times 0,40 \times 130,64)$$

$$G_{\text{radier}} = 330,934 \text{ t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 2959,323 + 330,934 = 3290,257 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3290,257}{404,08} = 8,143 \text{ t/m}^2 < 17 \text{ t/m}^2 = 1,7 \text{ bar}$$

VIII.2.9.5. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

$$\text{Avec : } I : \text{Inertie de la poutre : } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,40 \times (0,60)^3}{12} = 0,0072 \text{ m}^4$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3258746 \text{ t/m}^2.$$

$$b : \text{largeur de la poutre } b = 0,40 \text{ m.}$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } k = 40 \text{ t/m}^2.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3258746 \times 0,0072}{40 \times 0,40}} = 4,92 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,05 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7,72 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

VIII.2.9.6. Condition de non 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 :

$$Nu \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

Nu, voile = 1772,29kN effort normal ultime de voile de plus sollicité

$$\mu_c = 2 (a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0,20 + 0,320) = 6,8 \text{ m}$$

$$Nu \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma b}$$

$$Nu \leq 2040 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

✓ **Sous poteaux :**

Nu, pot = 928 kN effort normal ultime de voile de plus sollicité

$$\mu_c = 2 (2 \times 0,40 + 2 \times 0,40) = 3.2 \text{ m}$$

$$Nu \leq \frac{0,045 \times 3,2 \times 0,40 \times 25000}{1,5}$$

$$Nu \leq 960 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

VIII.2.9.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire, afin d'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait vérifiant que :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \quad \text{Avec :}$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 16172,1 + 5222,4 = 21394,5 \text{ KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1\text{t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 404,08 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1,5310323404,08 = 12122,4 \text{ KN}$$

$$W = 21394,5 \text{ KN} > 12122,4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

VIII.2.9.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$N_{u-T} = N_u + 1,35G_{\text{radier}}$$

$$N_u = 4045,623 + 1,35 \times 330,934 = 4492,384 \text{ t}$$

$$Q = G_{\text{max}} = \frac{N_u}{S_r} = \frac{4045,623}{404,08} = 10,01 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 25 = 0,625 \text{ t/m}^2$$

$$Q = G_{\text{max}} - G_{\text{radier}} = 3,209 \text{ t/m}^2$$

$$Q = G_{\text{max}} = \frac{N_s}{S_r} = \frac{2959,323}{404,08} = 0,732 \text{ t/m}^2$$

$$Q = G_{\text{max}} - G_{\text{radier}} = 3,236 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « t/m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 3,26 \text{ t/m}^2.$$

VIII.3. Ferrailage du radier**VIII.3.1 Ferrailage des dalles**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} Cas :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions

Les moments sont données par :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0,75 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau intermédiaire}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_t = 0,35 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_t = 0,5 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

2^{ème} Cas :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

$$L_y = 4,45 - 0,4 = 4,05 \text{ m}$$

$$L_x = 3,35 - 0,4 = 2,95 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2,95}{4,05} = 0,75 > 0,4$$

La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = 0,0624 \times 3,26 \times (2,95)^2 = 1,77 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,5105 \times 1,77 = 0,90 \text{ t.m}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 0,75 \quad \mu_x = 0,0624 \quad \mu_y = 0,5105$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 1,50 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,77 \text{ t.m}$$

➤ **En travée :**

✓ **Sens X :**

$$M_{tx} = 1,50 \text{ t.m} \quad h = 25 \text{ cm} \quad d = 20 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{15000}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 19,68 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{15000}{19,68 \times 348} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **2T12 + 2T12 = 4,52 cm² / ml** , avec un espacement de **20 cm**.

✓ **Sens-Y :**

$$M_{ty} = 0,77 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{7700}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 19,90 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z \times \sigma_s} = \frac{7700}{19,90 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **2T12 + 2T12 = 4,52 cm²/ml**, avec un espacement de **20 cm**.

En appuis :

❖ **Sens X**

$$M_a = 0,5 \times 1,77 = 0,885 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{8850}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 19,8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z \times \sigma_s} = \frac{8850}{19,8 \times 348} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6T14 = 6,16 cm²/ml** , avec un espacement de **20 cm**.

❖ Sens-Y

$$M_a = 0,5 \times 0,90 = 0,45 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4500}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 19,90 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z \times \sigma_s} = \frac{4500}{19,90 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T14= 6,16 cm²/ml** , avec un espacement de **20cm**.

VIII.3.2. Vérification de l'espacement

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII.3.3. Vérification des contraintes à ELS :**En travée**

$$\checkmark \text{ Sens X: } M_{ser} = 1,50 \text{ t.m}$$

Tableau VIII.4. Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x).

Moment service	M_{ser}	15 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,85 \times 20 = 34$ $Y = -0,85 + \sqrt{(0,85)^2 + 34}$ $= 5,04 \text{ cm}$	5,04 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100 \cdot (5,04)^3 / 3) + 15 \times 5,65 (20 - 5,04)^2 = 23234,65 \text{ cm}^4$	23234,65 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1500000}{23234,65} = 0,64$	0.64 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = KY = 0,64 \times 5,04 = 3,23$	3,23 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $= 15 \times 0,64 (20 - 5,04)$	143,62 Mpa

	$= 143,62$	
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,06fc28 = 15$	$3,23 < 15$ vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta ft28}]$ $= \text{Min}[266,67 ; 201,63]$	$143,62 < 201,63$

Sens Y : $M_{ser} = 0,77 \text{ t.m}$

Tableau VIII.5. Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y).

Moment service	M_{ser}	7,70 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,85 \times 20 = 34$ $Y = -0,85 + \sqrt{(0,85)^2 + 34}$ $= 5,04 \text{ cm}$	5,04 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100 \cdot (5,04)^3 / 3) + 15 \times 5,65 (20 - 5,04)^2 = 23234,65 \text{ cm}^4$	$23234,65 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{770000}{23234,65} = 0,33$	0,33 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = KY = 0,33 \times 5,04 = 1,66$	1,66 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 15 \times 0,33 (20 - 5,04)$ $= 74,05$	74,05 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,06fc28 = 15$	$1,66 < 15$ vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta ft28}]$ $= \text{Min}[266,67 ; 201,63]$	$74,05 < 201,63$

En appuis➤ **Sens X**

Ma=0,885t.m

Tableau VIII.6.Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x).

Moment service	M_{ser}	8,85KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,16 \times 20 = 46,4$ $Y = -0,85 + \sqrt{(0,85)^2 + 46,4}$ $= 6,01 \text{ cm}$	6,01cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100 \cdot (6,01)^3 / 3) + 15 \times 7,70 (20 - 6,01)^2 = 29841,73 \text{ cm}^4$	29841,73cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8850}{29841,73} = 0,30$	0,30Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = KY = 0,30 \times 6,01 = 1,66$	1,66MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 15 \times 0,30 (20 - 6,01)$ $= 62,95$	62,95MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	1,66 < 15vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	62,95 < 201.63

➤ Sens-Y

Ma=0,45 t.m

Tableau VIII.7.Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y).

Moment service	M_{ser}	4,5KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,16 \times 20 = 46,4$ $Y = -0,85 + \sqrt{(0,85)^2 + 46,4} = 6,01$	6,01cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100 \cdot (6,01)^3 / 3) + 15 \times 7,70 (20 - 6,01)^2 = 29841,73 \text{ cm}^4$	29841,73cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4500}{29841,73} = 0,15$	0,15 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = KY = 0,15 \times 6,01 = 0,90$	0,90 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 15 \times 0,15 (20 - 6,01)$ $= 31,48$	31,48 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0.90 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	31,48 < 201.63

VIII.4.Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

VIII.4.1.Sens longitudinal

VIII.4.1.Sens longitudinal

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 2,95$ m

$Ly_1 = 4,05$ m

$Lx_2 = 2,90$ m

$Q = 3,26$ t/m²

$$Q' = \frac{3,26}{2} \left[\left(1 - \frac{(2,95)^2}{3 \times (4,05)^2} \right) 2,95 + \left(1 - \frac{(2,90)^2}{3 \times (4,05)^2} \right) 2,90 \right] = 7,88 \text{ t/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{7,88 \times (4,05)^2}{8} = 16,156 \text{ t.m}$$

VIII.4.2.Calcul du ferrailage

➤ En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 16,156 = 13,73 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{137300}{40 \times 55^2 \times 14,17} = 0,08 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,10$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 52,8 \text{ cm}$$

$$As = \frac{M_t y}{Z \times \sigma_s} = \frac{137300}{52,8 \times 348} = 7,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T20=12.57cm²/ml

➤ En appuis :

• Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 16,156 = 8,08 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{80800}{40 \times 55^2 \times 14,17} = 0,05 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,06$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 53,68 \text{ cm}$$

$$As = \frac{M_{ty}}{Z \times \sigma_s} = \frac{80800}{53,68 \times 348} = 4,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **(4T16) ; A = 8.04 cm²/ ml**

- **Appuis de rive :**

$$M_a = 0, 2.M_0 = 0,2 \times 16,156 = 3,23 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{32300}{40 \times 55^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,028$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 54,94 \text{ cm}$$

$$As = \frac{M_{ty}}{Z \times \sigma_s} = \frac{32300}{54,94 \times 348} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **(4T16) ; A = 8,04 cm²/ml**

VIII.4.3. Sens transversal

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

$$\text{Tel que : } Q = 3,26 \text{ t/m}^2$$

$$Lx_1 = 3,75 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 3,26 \times 3,75 = 8,15 \text{ t/m}^2$$

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{8,15 \times (3,75)^2}{8} = 14,33 \text{ t.m}$$

VIII.4.4. Calcul du ferrailage

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 14,33 = 12,18 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{121800}{40 \times 55^2 \times 14,17} = 0,07 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,09$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 54,80 \text{ cm}$$

$$As = \frac{M_{ty}}{Z \times \sigma_s} = \frac{121800}{54,80 \times 348} = 6,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T16 ; A=16,08cm²

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5.M_0 = 0,5 \times 14,33 = 7,165 \text{ t.m} \quad b = 45 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{71650}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 61,99 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = \frac{71650}{61,99 \times 348} = 3,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **2T14+2T14 ; A = 6,16 cm²/ml**

• **Appuis de rive :**

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \times 14,33 = 2,87 \text{ t.m} \quad ; b = 45 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{28700}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 62,70 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = \frac{28700}{62,70 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **(2T12+2T12) A = 4,52 cm²/ml**

VIII.4.5. Armature de peau

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$\text{Donc : } A_s = 3 \times 2 \times (0,45 + 0,08) = 6,3 \text{ cm}^2$$

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,70 \times 0,45) \text{ m}^2$, on a :

Soit : 4T16, A_s = 8,03 cm²/ml

VIII.5. Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 70,50 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{759600}{450 \times 630} = 2,48 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 2,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Armatures transversales :**Diamètre :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = \text{Min} (20 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 45 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

➤ Espacement :

$$St = \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = \text{Min} (17,5; 14,4) = 14,4 \text{ cm}$$

On prend $St = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{b_0 \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b_0 \times St}{0,8 f_e} = \frac{(2,48 - 0,3 \times 2,1) \times 45 \times 10}{0,8 \times 400} = 2,60 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 2T12+2T10, $A=3,84\text{cm}^2$.

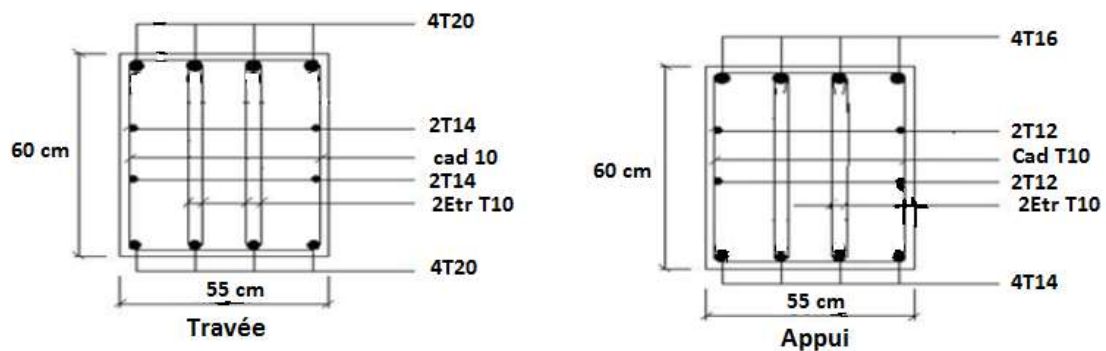


Figure VIII.4. Ferrailage des nervures du sens x-x.

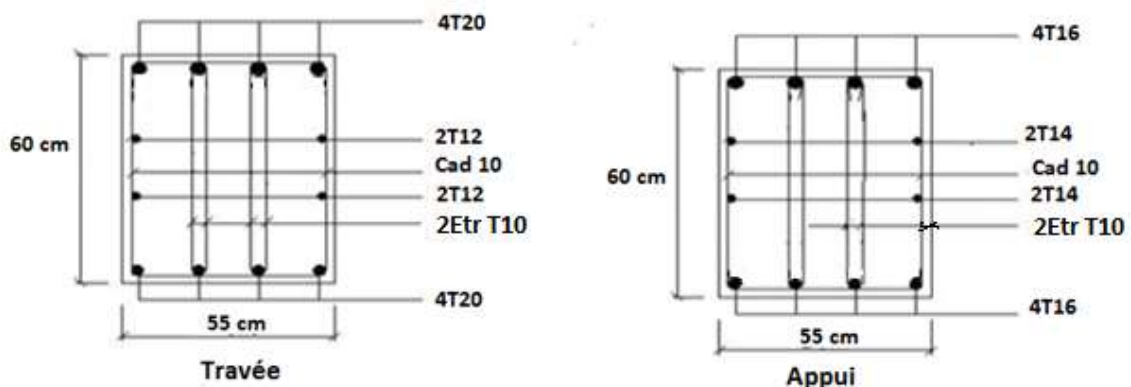


Figure VIII.5. Ferrailage des nervures du sens y-y.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Conclusion :

Ce projet de fin d'études nous a beaucoup aidées, à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir dans les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récent, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures dans le domaine du bâtiment.

Le but de cette étude est de rechercher une meilleure configuration de la structure. En outre, il convient de souligner que pour une excellente conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte soient en coordination.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie. A savoir que, les résultats de calcul obtenus de notre structure vérifiée toutes les conditions de résistance, tous les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (BAEL 91- RPA 99) on été satisfaisantes.

A la fin, l'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement ETABS, nous a permis d'optimiser les éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

RPA99 V 2003 : Règlement parasismique algérienne.

CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

BAEL91V99 : Béton armé aux états limites.

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementation (charges et surcharges).

RNV2013 : Règlement neige et vent.

Mémoire de projet de fin d'études :

Ben mohamed maheiddinne nacira , malki naima, Etude d'un bâtiment (R + 7) à usage commercial et d'habitation, 2016, université djilali bounaama- khemis miliana.

Logiciels :

ETABS V9.7.4 Analyses des structures.

AUTOCAD 2009 Dessin.

EXCEL 2007 Calcul.

WORD 2007 Traitement du texte.

SOCOTEC vérification des ferrailage.