

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

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

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par :

BEKHEIRA Halima

AZZI Lila Karima

Sujet du mémoire :

**Etude d'un bâtiment (R+9) en béton armé à usage multiple
situé à Alger**

Soutenu le 25 Juin 2025 devant les membres du jury :

Mr BENYAMINA Abdelrahmane

Président

Mme KHARROUBI Lamia

Encadrante

Mr ABADA Ghanem

Examineur

Mr KLOUCHE DJEDID Ibrahim

Examineur

Mr MIMOUNI Mohamed

Examineur

Promotion : 2024/2025

Remerciements

*Avant tout, nous tenons à remercier **Allah** le Tout-Puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions **nos familles** qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre encadrante **Mme Mimouni Lamia**, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail, pour sa patience, tous ses conseils et ses orientations.*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux **membres du jury** d'avoir accepté d'examiner notre travail et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier **tous les enseignants** qui nous ont formés.*

*Nous tenons également à exprimer notre sincère gratitude à **Monsieur Daoud du CTC de Tiaret**, ainsi qu'aux **ingénieurs, architectes et techniciens du DEP de Tiaret**, pour leur disponibilité, leurs précieux conseils et l'intérêt qu'ils ont accordé à notre travail.*

DÉDICACE

À **mes parents**, qui m'ont toujours soutenue avec amour, patience et confiance. Vos sacrifices, vos encouragements et votre présence constante ont été les fondations de mon parcours. Sans vous, rien de tout cela n'aurait été possible.

À mes grands-parents, pour leur tendresse, leur sagesse et leurs prières. Une pensée particulière à **mon grand-père**, que je garde à jamais dans mon cœur — **Allah yerhmou** —. Ta bienveillance me guide encore, et ta mémoire continue de m'inspirer.

À mon frère **Yacine**, pour ton soutien discret mais inestimable. Merci d'être toujours là, même dans le silence.

À mon oncle, pour ses encouragements sincères et sa présence rassurante.

À mes chères amies **Khalida, Rania, Batoul, Fatima, Sihem, Ouiza, Lina** qui ont su colorer ce chemin par leur joie, leur fidélité et leurs mots réconfortants. Vous avez été de véritables sources de force et de bonheur.

À tous mes amis et camarades, pour les moments partagés, l'entraide et la camaraderie qui ont marqué ces années.

À ma binôme **Halima**, avec qui j'ai traversé cette aventure main dans la main. Merci pour ta confiance, ta solidarité et ton amitié tout au long de ce projet.

À mon **encadrante**, pour son accompagnement, sa disponibilité et ses conseils éclairés. Votre soutien et votre implication ont été essentiels à la réussite de ce travail.

À **ma personne**, pour avoir tenu bon, malgré les doutes, les difficultés et les moments de fatigue. Pour ne pas avoir abandonné, même quand tout semblait flou. Ce mémoire est aussi une preuve de ta résilience et de ta détermination. Sois fière de toi.

Et enfin, à **toutes les personnes qui occupent une place dans mon cœur**, je vous dédie humblement ce mémoire, fruit d'un long voyage où votre présence, d'une manière ou d'une autre, a fait toute la différence.

Lila Azzi.

DÉDICACE

En toute humilité, je rends grâce à Allah ﷻ, Le Maître de toute science, Celui qui accorde la patience dans l'effort et la réussite à qui Il veut.

Je dédie ce mémoire à mes parents, que Dieu comble de Sa miséricorde, pour leur amour, leurs sacrifices et leurs prières inlassables.

À ma famille et à toutes les personnes sincères qui m'ont soutenu(e) de près ou de loin tout au long de ce parcours académique : que Le Très-Haut vous récompense pour chaque mot d'encouragement, chaque geste, chaque invocation.

Je tiens également à exprimer ma gratitude à mon encadrante pour son accompagnement tout au long de ce travail.

Qu'Allah accepte ce modeste effort, en fasse une source de bien, et éclaire notre chemin par la connaissance utile.

Bekheira Halima.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, composé d'un rez-de-chaussée à vocation commerciale et de neuf (09) étages destinés à l'habitation, implanté dans la wilaya de ALGER qui est classée en zone III .

Pour la vérification et le dimensionnement des sections d'armatures de la structure, les règles de calcul du B.A.E.L 91 modifié 99 ainsi que le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003 et le DTR des charges permanentes et des surcharges ont été appliqués.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système structurel mixte en béton armé, combinant des voiles et des portiques.

L'évaluation des efforts sismiques a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS, qui permet l'exploitation de différentes méthodes d'analyse dynamique, telles que (Response Spectrum Function; Time History Function...)

L'objectif principal est d'atteindre un niveau de stabilité et de résistance conforme aux exigences normatives, en déterminant les dimensions de coffrage et de ferrailage adéquates pour les éléments porteurs, tout en tenant compte des aspects économiques du projet.

الملخص :

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الاستخدامات، يتكون من طابق أرضي مخصص للنشاطات التجارية وتسعة (09) طوابق مخصصة للسكن، ويقع في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف III. المعدل 99، B.A.E.L 91 من أجل التحقق من مقاطع التسليح وتحديد أبعادها، تم اعتماد قواعد الحساب الخاصة بالنسخة 2003، ودليل الأحمال الدائمة والأحمال المتغيرة RPA 99 بالإضافة إلى التنظيم المقاوم للزلازل الجزائري (DTR).

تتحقق استقرارية المنشأ من خلال نظام إنشائي مختلط من الخرسانة المسلحة، يجمع بين الجدران الحاملة والإطارات، الذي يتيح استعمال طرق التحليل الديناميكي، مثل ETABS تم تقييم القوى الزلزالية باستخدام برنامج (Response Spectrum Function; Time History Function...) الهدف الرئيسي هو تحقيق مستوى من الاستقرار والمقاومة يتماشى مع المتطلبات التنظيمية، من خلال تحديد أبعاد القوالب والتسليح المناسبة للعناصر الحاملة، مع الأخذ بعين الاعتبار الجوانب الاقتصادية للمشروع.

Abstract

This project presents a detailed study of a multi-purpose building, consisting of a ground floor designated for commercial use and nine (09) floors intended for residential purposes, located in the Wilaya of Algiers which is classified as seismic zone III .

For the verification and design of the reinforcement sections of the structure, the calculation rules of B.A.E.L 91 modified in 1999, the Algerian Seismic Regulations RPA 99 version 2003, and the Technical Design Regulations (DTR) for permanent and variable loads were applied.

The stability of the structure is ensured by a mixed structural system made of reinforced concrete, combining shear walls and frames.

The seismic load analysis was carried out using the ETABS software, which allows the use of various dynamic analysis methods, such as (Response Spectrum Function; Time History Function...)

The main objective is to achieve a level of stability and strength that complies with regulatory requirements, by determining appropriate formwork and reinforcement dimensions for the load-bearing elements, while also considering the economic aspects of the project.

Liste des symboles

A : coefficient d'accélération de zone
 A_a : section d'armature en appui
 A_s : section d'armature longitudinale (supérieures)
 A_{max} , A_{min} : section d'armature maximale et minimale déterminée par les règlements
 A_r : section d'armature de répartition
 A_t : section d'armature de travée ou transversale
 A_x : section d'armature du sens $x - x$
 A_y : section d'armature du sens $y - y$
 A' : section d'armature comprimée
 B_r : section réduite du béton
 C : Cohésion
 C_s : coefficient de sécurité
 D : coefficient d'amplification dynamique
 E : module de déformation longitudinale
 $E.L.U$: Etat limite ultime.
 $E.L.S$: Etat limite service
 E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
 E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
 G : action permanente
 H : hauteur
 H_A : armature à haute adhérence
 I : moment d'inertie
 I_f : moment d'inertie fictif
 J : action permanente avant mise en place des cloisons
 L : longueur
 L_1 : Distance entre axes des nervures
 L_p : longueur en plan
 M : moment, masse
 M_a : moment fléchissant en appui
 M_e : moment fléchissant à gauche
 M_s : moment fléchissant d'état limite de service
 M_t : moment fléchissant de travée
 M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
 M_w : moment fléchissant à gauche
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 N : effort normal
 N_e : effort normal au centre de la section
 N_s : effort normal d'état limite de service
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
 P_p : poids propre

Q : Charge d'exploitation ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens $x - x$
 T_y : période fondamentale dans le sens $y - y$
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_{st} : effort sismique à la base de la structure
 w : poids total de la structure
 W_p : poids de l'élément en considération.
 a : Epaisseur des voiles ; largeur du poteau
 b_0 : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; épaisseur
 f : flèche
 f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
 f_e : limite élastique d'acier
 f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
 g : Giron de la marche
 h : hauteur
 h_e : hauteur de l'étage
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau
 i : rayon de giration
 j : nombre des jours
 I : longueur ; distance
 l_f : longueur de flambement
 L_x : la petite dimension du panneau de la dalle
 L_y : la grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 q_s : longueur libre
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_{palier} : charge linéaire du palier
 q_{marche} : charge linéaire des marches
 S_t : espacement
 x : abscisse
 y :ordonnée
 α :Angle
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Ψ : Coefficient de pondération

δ : Coefficient de réduction, déplacement

Σ :Sommutation

Φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Vue de façade.	3
Figure I.2: Plan d'étage.....	4
Figure I.3 : Diagramme Parabole – Rectangle.	8
Figure I.4 : Diagramme de déformation.....	10
Figure I.5 : Diagramme des déformations limitées de la section.....	11

Chapitre II

Figure II.1 : coupe détail plancher Terrasse.....	14
Figure II.2 : coupe d'entaille planché étage courant.....	15
Figure II.3 : Coupe verticale d'un mur extérieur.	15
Figure II.4 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.	17
Figure II.5 : Coupe de voile en élévation.....	20

Chapitre III

Figure III.1 : Acrotère.	21
Figure.III.2 : La section de calcul de l'acrotère.....	22
Figure III.3 : Disposition du ferrailage de l'acrotère.	25
Figure III.2 - 1 : Schéma représentatif du balcon type 1.....	26
Figure III.2 - 2 : Schéma statique.....	27
Figure III.2 - 3 : Diagramme du moment.....	27
Figure III.2 - 4 : Dessin du ferrailage du balcon.....	30
Figure III.2 - 5 : Schéma représentatif du balcon type 2.....	30
Figure III.2 - 6 : Schéma statique.....	31
Figure III.2 - 7 : Diagramme du moment.....	31
Figure III.2 - 8 : Dessin du ferrailage du balcon.....	34
Figure III.3 - 1: Schéma d'une marche.....	35
Figure III.3 - 2: Schéma statique de l'escalier.....	36
Figure III.3 - 3 : Palier console.....	37
Figure III.3 - 4 : Section à étudier.....	37
Figure III.3 - 5 : Ferrailage des marches.....	44
Figure III.3 - 6 : Ferrailage du palier.....	44

Chapitre IV

Figure IV - 1 : Plancher à corps creux.....	45
Figure IV - 2 : Coupe d'un plancher à corps creux et schéma explicatif de la poutrelle.....	45
Figure IV - 3 : Schémas des types des poutrelles.....	48
Figure IV - 4 : Diagramme des moments du type 2 du plancher étage.....	49
Figure IV - 5 : Diagramme des efforts tranchants du type 2 du plancher étage.....	50
Figure IV - 6 : Diagramme moment fléchissant terrasse accessible.....	56
Figure IV - 7 : Diagramme effort tranchant terrasse accessible.....	56

Figure IV - 8 : Disposition du ferrailage étage courant.....	61
Figure IV - 9 : Disposition du ferrailage terrasse accessible.....	61
Chapitre V	
Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »	64
Figure V.2: Courbe de spectre de réponse.	65
Figure V.3 Disposition des voiles de contreventement.....	67
Chapitre VI	
Figure VI.1 : Disposition du ferrailage des poutres (Terrasse et étages).....	83
Figure VI.2 : Zone nodale (RPA99/V2003).	90
Figure VI.3 : Disposition du ferrailage des poteaux.	92
Chapitre VII	
Figure VII.1: Schéma du voile type 1 et poteau.	95
Figure VII.2 : Schéma du voile type 2 et poteaux.....	95
Figure VII.3 : Schéma du voile type 3 et poteau.	96
Figure VII.4 : Coupe transversale des 3 types de voile.	98
Figure VI.5 : Disposition du ferrailage du voile.....	99
Chapitre VIII	
Figure VIII - 1 : Schéma du radier.....	101
Figure VIII - 2 : Schéma du panneau le plus défavorable.....	104
Figure VIII - 3 : Armatures supérieures (en travées).....	107
Figure VIII - 4 : Armatures inférieures (sur appui).....	107
Figure VIII - 5 : Schéma du panneau le plus défavorable.....	108
Figure VIII - 6 : Disposition du ferrailage de la poutre de radier.....	114

Liste Des Tableaux

Chapitre I

Tableau I.2 : Les déformations limites du pivot.....	12
--	----

Chapitre II

Tableau II.1 : Descente des charges Plancher (terrasse)	14
Tableau II.2 : Descente des charges Plancher (étage)	15
Tableau II.3 : Descente des charges mur de façade extérieur.....	15
Tableau II.4 : Descente des charges (Balcon)	16
Tableau II.5 : Dégression de la surcharge d'exploitation.....	18
Tableau II.6 : Récapitulation du pré dimensionnement des poutres et poteaux .	19

Chapitre IV

Tableau IV- 1 : Différentes charges des poutrelles.....	47
Tableau IV - 2 : Résultats obtenus (plancher étage courant).....	55
Tableau IV - 3 : Résultats obtenus (plancher terrasse).....	56

Chapitre V

Tableau V.1: Pourcentage d'amortissement critique.....	60
Tableau V.2: Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	60
Tableau V.3: Valeurs de T1 et T2.....	60
Tableau V.4: Coefficient d'accélération de zone « A »	60
Tableau V.5 : Période fondamentale de la structure et somme des masses modales.	68
Tableau V.6: Valeurs du coefficient CT.....	68
Tableau V.7 : Poids de la structure.	70
Tableau V.8 : Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.	71
Tableau V.9 : Poids et effort tranchant de chaque niveau.	72
Tableau V.10 : L'effet P-Δ dans les deux sens.	72
Tableau V.11 : Excentricité de torsion de chaque étage.	72
Tableau V.12: Excentricité théorique et accidentelle.	73

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Poutres principales (intermédiaires)	80
Tableau VI.2 : Poutres principales (de rive)	81
Tableau VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires)	81
Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive)	82
Tableau VI.5 : Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre et 2 ^{ème} genre.....	85
Tableau VI.6: Les résultats de Ferrailage poteaux.....	91

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des notations et symboles

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....1

Chapitre I : Présentation De projet

I .Introduction..5

I.1 Présentation de l'ouvrage..5

I.1.1 Caractéristiques géométriques..5

I.1.2 Ossature et système constructif pris..5

I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol..5

I.2 Caractéristiques mécanique des matériaux..5

I.3 Hypothèse de calcul..11

I.3.1 E.L.U.R..11

I.3.2 E.L.S..12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1. Introduction :14

II.2 Pré dimensionnement des planchers..14

II. 3 Descente de charges..14

II.4 Pré dimensionnement des poutres :17

II.5 Pré dimensionnement des poteaux..17

II.6 Pré dimensionnement des voiles..20

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

III.1 Acrotère21

III.1.1 introduction21

III.1.2 Charges sollicitant l'acrotère..21

III.3 Enrobage21

III.1.4 Excentricité22

III.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U)22

III.1.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section..22

III.1.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S.)23

III.1.7 Disposition du ferrailage :25

III.2 Les balcons.....26

III.2.1 Introduction.....26

III.2.2 Calcul du ferrailage à l'ELU.....28

III.2.3 Les vérifications.....28

III.2.4 Ferrailage des balcons.....30

III.2.5 Calcul du ferrailage à l'ELU.....	31
III.2.6 Vérification à l'ELU.....	32
III.2.7 Vérification à l'ELS.....	32
III.2.8 Ferrailage des balcons.....	34
III.3 Les escaliers: (Escalier console).....	35
III.3.1 Introduction.....	35
III.3.2 Dimensionnement de l'escalier.....	35
III.3.3 Evaluation des charges et surcharges.....	35
III.3.4 Calcul des sollicitations.....	36
III.3.5 Calcul du ferrailage de la marche.....	36
III.3.6 Le palier.....	37
III.3.7 La section de calcul.....	37
III.3.8 Les charges.....	37
III.3.9 Les moments de flexion.....	38
III.3.10 Calcul du ferrailage.....	38
III.3.11 Sections minimales des armatures:.....	39
III.3.12 Le choix des aciers.....	39
III.3.13 Les Vérifications.....	40
III.3.14 Les Vérifications des contraintes à L'E.L.S.....	42
III.3.15 Disposition du ferrailage.....	44
Chapitre IV : Etude des planchers	
IV.1. Introduction.....	45
IV.2 Pré dimensionnement des poutrelles.....	45
IV.3 Méthodes de calcul des poutrelles.....	46
IV.3.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :.....	47
IV.3.2 Détermination des sollicitations.....	47
IV.4 Plancher étage courant : (exemple type 2).....	47
IV.4.1 A l'ELU :.....	48
IV.4.2 Calcul des armatures longitudinales.....	50
IV.4.2.1 A l'ELU.....	50
IV.4.2.2 Condition de non fragilité (section en T).....	51
IV.4.2.3 Condition de non fragilité.....	52
IV.4.2.4 Condition de non fragilité.....	52
IV.4.3 Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	52
IV.5 Plancher terrasse accessible.....	56
IV.5.1 Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU).....	57
IV.5.1.1 Armatures longitudinales.....	57
IV.5.2 Condition de non fragilité (section en T).....	57
IV.5.3 Condition de non fragilité.....	58
IV.5.4 Condition de non fragilité.....	58
IV.6 Vérification des contraintes à l'ELS.....	58
IV.7 Disposition du ferrailage.....	61
IV.7.1 Ferrailage de la dalle de compression.....	62

IV.7.2 Section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles.....	62
IV.7.3 Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles.....	62

Chapitre V : Etude Sismique

V.1. Introduction ..	63
V.2. Méthode de calcul..	63
V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003..	63
V.4. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3) ..	65
V.5 justification de la sécurité ..	68
V.6 Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » ..	69
V.7 Calcul de la force séismique par la méthode statique équivalente.....	70
V.8. Calcul et vérification des déplacements..	70
V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ ..	71
V.10. Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion ..	72

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1 Introduction..	74
VI.2 Les combinaisons de calcul..	74
VI.3 Ferrailage des poutres..	75
VI.3.1 Les armatures Longitudinales..	75
VI.3.2 Poutres principales de rive $(30 \times 40)cm^2$..	75
VI.3.3. Vérification du ferrailage de la poutre..	76
VI.3.4 Vérification de la flèche.....	80
VI.3.5 Disposition du ferrailage..	83
VI.4. Ferrailage des poteaux..	84
VI.4.1 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003..	84
VI.4.2 Exemple de calcul..	85
VI.4.3 LES Vérification..	89
VI.4.4 Disposition du ferrailage ..	92

Chapitre VII : Etude Des Voiles.

VII.1. Introduction..	93
VII.1.1. Conception..	93
VII.1.2. Calcul.....	93
VII.2. Principe de calcul.....	93
VII.3. La méthode de calcul.....	93
VII. 3.1 Les armatures verticales.....	94
VII. 3.2 Armatures horizontales.....	94
VII. 3.3 Armatures transversales.....	94
VII.4 Ferrailage des voiles.....	95
VII.4.1 Exemple de calcul.....	95
VII.4.2. Calcul des armatures verticales.....	96
VII.4.3 Calcul des armatures horizontales.....	97
VII.4.4 Calcul des armatures transversales.....	97
VII.4.5. Vérifications.....	97
VII.5 Disposition des armatures ..	98

Chapitre VIII : Etude De L'infrastructure

VIII.1 Introduction.....	100
VIII.2 Stabilité des fondations.....	100
VIII.3 Choix du type de fondations.....	100
VIII.3.1 Définition du radier.....	101
VIII.3.2 Mode de calcul du radier.....	101
VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier.....	101
VIII.4 Dimensions de la poutre de radier.....	102
VIII.5 Vérification des contraintes du sol.....	102
VIII.6 Longueur élastique.....	103
VIII.7 Ferrailage du radier.....	103
VIII.7.1 Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	103
VIII.7.2 Méthode de calcul.....	104
VIII.7.3 Exemple de calcul.....	105
VIII.7.4 Vérification de l'espacement.....	106
VIII.7.5 Disposition du ferrailage.....	106
VIII.8 Ferrailage des poutres de radier.....	108
VIII.9 Armature de peau	112
VIII.10 Vérifications.....	112
VIII.11 Disposition du ferrailage.....	114
Conclusion générale.....	115

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil regroupe l'ensemble des activités liées à la conception et à la réalisation d'ouvrages en interaction avec le sol. Ces activités se divisent en deux grandes catégories :

- Les bâtiments : ouvrages destinés à abriter des personnes ou des biens.
- Les travaux publics : ouvrages à vocation d'utilité générale.

Dans un sens large, tout objet conçu pour transmettre les charges qui lui sont appliquées, sans subir de déformations importantes, est considéré comme une structure. Pour l'ingénieur civil, cela concerne notamment les bâtiments, tours, murs, ponts, barrages, arches, câbles, etc.

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles clos, destinés à protéger leur environnement intérieur contre les agressions du milieu extérieur. La conception et la construction d'une structure font intervenir plusieurs acteurs, principalement :

- le maître d'ouvrage (client),
- l'architecte,
- et l'ingénieur civil,

ce dernier étant chargé de concevoir des structures rigides et suffisamment résistantes pour assurer la sécurité des occupants et limiter les dégâts matériels en cas de sinistre.

Ce travail porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé (R+9), à usage mixte, situé dans la ville d'Alger, classée en zone III selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003. Certains calculs ont été effectués à l'aide du logiciel ETABS 9.6, tandis que d'autres ont été réalisés manuellement.

Le mémoire est structuré en sept chapitres, répartis selon les étapes suivantes :

- La première étape est consacrée à la présentation du bâtiment, à la définition de ses différents éléments constitutifs et au choix des matériaux utilisés.
- La deuxième étape consiste en la détermination des actions verticales agissant sur la structure, ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.
- La troisième étape porte sur le calcul des éléments non structuraux, à savoir : les planchers, escaliers, balcons et acrotères.
- La quatrième étape est dédiée à l'étude dynamique du bâtiment, à travers l'analyse d'un modèle tridimensionnel réalisé sous ETABS, et à la détermination de l'action sismique.
- La cinquième étape concerne le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles), avec une estimation des quantités de matériaux nécessaires (béton et acier).
- Enfin, la dernière étape est réservée à l'étude de l'infrastructure, en particulier le radier général.

Notre étude est menée en conformité avec les exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé, notamment :

- le CBA 93,
- les règles techniques BAEL 91 modifiées 99,
- et le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I .Introduction :

Dans le cadre d'une étude en génie civil, il est primordial de posséder des connaissances préalables sur les caractéristiques géométriques de la structure étudiée, ainsi que sur les propriétés mécaniques des matériaux qui interviennent dans sa conception.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé de type R+9, destiné à l'habitation et situé à Alger. Ce dernier est implanté en zone de forte sismicité (zone III), conformément au classement défini par le Règlement Parasismique Algérien RPA 99, version 2003. L'ouvrage repose sur un dallage réalisé sur terre-plein et est contreventé par un système mixte associant portiques et voiles.

I.1.1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

a. Dimensions en plan :

Longueur totale de la structure :21,8 m

Largeur totale de la structure :19,2 m

b. Dimensions en élévation :

Hauteur du R.D.C. et étage :3,40 m

Hauteur totale de la structure :34 m

Hauteur de l'acrotère :60 cm



Figure I.1 : Vue de façade.

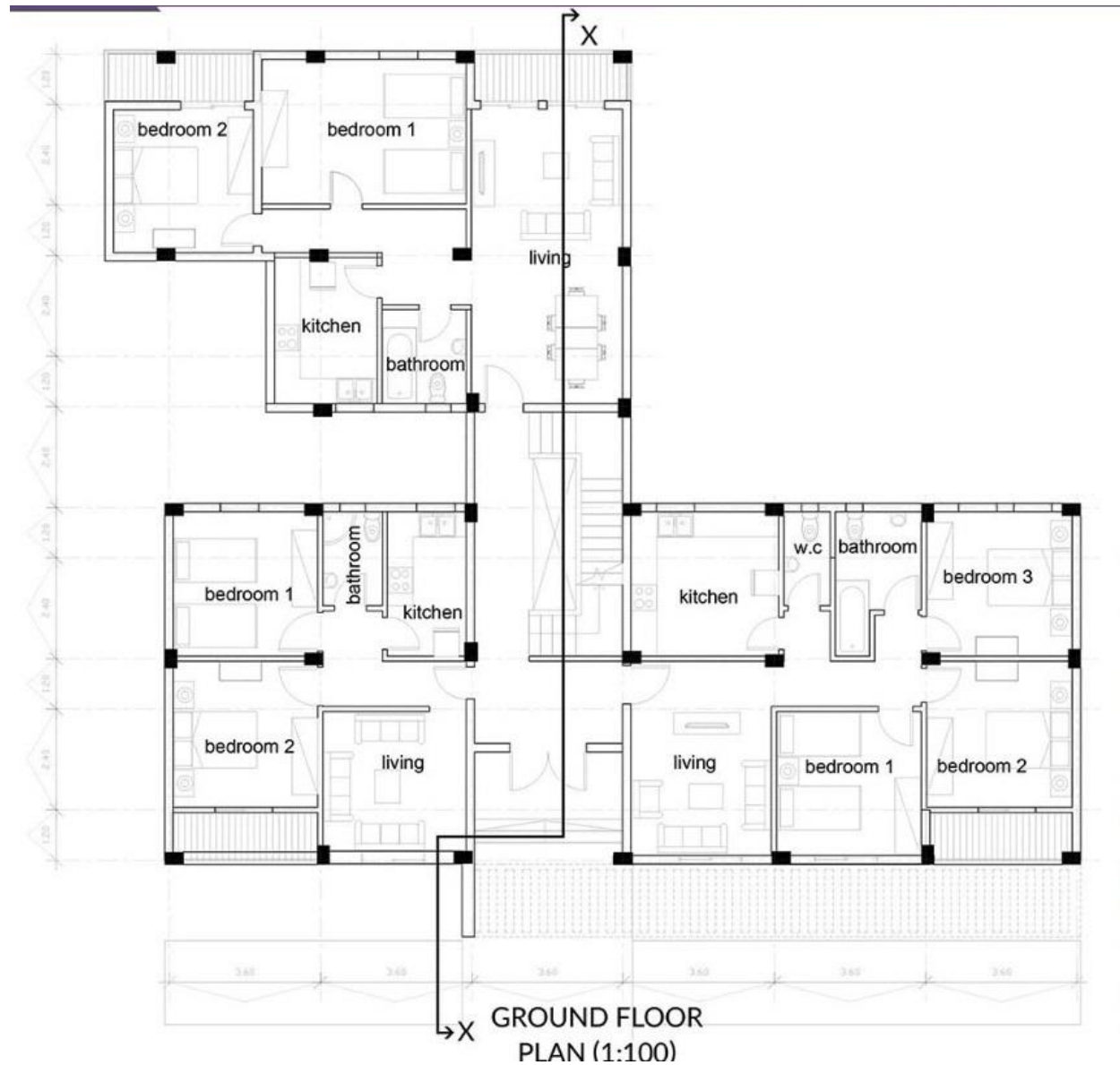


Figure I.2: Plan d'étage

I.1.2 Ossature et système constructif pris :

Ossature : La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (portiques et murs voile).

Planchers : Le plancher est un élément horizontal servant à séparer les niveaux et à recevoir les revêtements de sol. Il remplit deux fonctions principales : une fonction portante, en supportant son poids propre et les surcharges d'exploitation, et une fonction d'isolation, assurant l'isolement acoustique et thermique entre les étages.

Les escaliers : Les escaliers sont des éléments non porteurs permettant la circulation verticale entre les niveaux. Ils sont réalisés en béton armé. Dans le cadre de ce projet, un escalier en console a été adopté.

Le revêtement : Les plafonds sont traités avec un enduit en plâtre. Les murs intérieurs, extérieurs ainsi que ceux des locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) reçoivent un enduit en ciment, adapté aux environnements exposés à l'humidité. Les planchers sont revêtus de carrelage, pour ses qualités de résistance et de durabilité. Enfin, le plancher terrasse est

protégé par une étanchéité multicouche, assurant à la fois l'imperméabilité et l'isolation thermique.

La maçonnerie : Les murs extérieurs sont composés d'une double cloison en briques creuses, de 10 cm et 15 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm, assurant une isolation thermique et acoustique. Les murs intérieurs, quant à eux, sont réalisés en cloison simple de 10 cm d'épaisseur.

Les fondations : Étant donné la nature meuble du sol en place, la transmission des charges de la superstructure vers le sol est assurée par des fondations superficielles, de type radier général, semelles filantes ou semelles isolées, selon les zones sollicitées.

Isolation :

L'isolation acoustique : L'isolation acoustique est assurée par la masse des planchers et par la lame d'air interposée entre les deux cloisons des murs extérieurs.

L'isolation thermique : est assurée par des couches d'isolant en polystyrène au niveau des planchers-terrasses, ainsi que par la lame d'air entre les deux cloisons des murs extérieurs.

I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars}$.
- Le site est de nature meuble (S3).

I.2 Caractéristiques mécanique des matériaux :

Les matériaux utilisés, à savoir le béton et l'acier, sont sélectionnés conformément aux prescriptions des règles de conception et de calcul des structures en béton armé, définies par

le B.A.E.L 91 modifié 99, ainsi qu'aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 / Version 2003).

I.2.1 Le béton :

Béton :

Matériau issu du mélange de ciment, eau de gâchage, granulats (sable et gravillons) et parfois d'adjuvants. Il offre une bonne résistance à la compression, mais est peu performant en traction et cisaillement, d'où l'utilisation d'armatures en acier dans le béton armé.

La composition d'un mètre cube (m3) de béton est la suivante:

Ciment CPA 325 350 Kg

Sable $d_g \leq 5$ mm 400 L

Gravillons $d_g \leq 25$ mm 800 L

Eau de gâchage 175 L

Pour améliorer la résistance à la traction, des barres d'acier sont intégrées au béton, formant ainsi du béton armé, dont la masse volumique est d'environ 25 kN/m³.

Les principaux avantages du béton armé sont :

Economie : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes

Résistance aux agents atmosphériques : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies. En contrepartie, le béton armé présente certains inconvénients, notamment le risque de fissuration, ainsi que les effets du retrait et du fluage, dont la maîtrise reste partielle.

I .2.1.1 Résistance mécanique :

❖ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton se distingue par sa bonne résistance à la compression, exprimée en fonction du nombre de jours de cure "j" à l'aide de formules dérivées de la résistance à 28 jours.

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPA} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$.

Pour $j \geq 60$ jours, on prend $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25$ MPA

❖ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations d'après le B.A.E.L :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPA} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

❖ Définition des états limites :**❖ Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations d'après le B.A.E.L. :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPA} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

❖ Définition des états limites :

❖ Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter, durant toute sa durée d'exploitation, des sécurités appropriées vis-à-vis des sollicitations auxquelles il est soumis. Deux aspects essentiels doivent être pris en compte :

❖ La prévention de la ruine totale de l'ouvrage ou de la défaillance partielle d'un de ses éléments porteurs, ce qui correspond aux états limites ultimes (ELU).

❖ Le respect du bon comportement en service, en évitant les déformations excessives, fissurations ou altérations pouvant nuire à la durabilité de l'ouvrage, à son aspect esthétique ou encore au confort des usagers. Cela relève des états limites de service (ELS).

❖ Les états limites sont classés en deux catégories :

❖ État limite ultime (ELU) :

Il correspond à une situation critique dans laquelle la structure subit une perte d'équilibre statique (ex. : basculement), une perte de stabilité de forme (ex. : flambement) ou une rupture des matériaux, menant à la ruine partielle ou totale de l'ouvrage.

❖ État limite de service (ELS) :

Il désigne l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation, de confort et de durabilité ne sont plus assurées. Cela peut résulter de fissurations excessives, de déformations anormales des éléments porteurs ou de vibrations gênantes, sans toutefois entraîner la ruine de la structure.

I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :**• État limite de résistance :**

Dans le cadre des calculs effectués à l'état limite ultime de résistance (ELU), le comportement du béton en compression est modélisé à l'aide d'un diagramme conventionnel "parabole–rectangle", conformément aux recommandations des règlements en vigueur. Pour simplifier certaines situations, un diagramme rectangulaire peut également être utilisé comme approximation.

• Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les Cas.

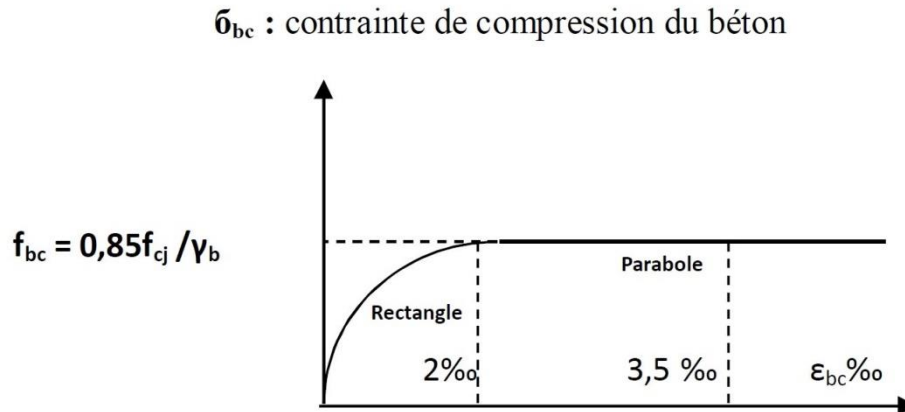


Figure I.3 : Diagramme Parabole – Rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPA ; pour le générale .}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPA ; pour le cas des combinaisons accditelles.}$$

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% < \epsilon_{bc} < 3,5\%$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : 1,50 ; Cas générale ;

$\gamma_b = 1,50$; Cas des combinaisons accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essai sur éprouvettes.

- **Etat limite de service :**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) ; \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) ; \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans un élément en béton est définie en fonction de l'effort tranchant ultime , correspondant à la charge maximale que la section peut supporter avant rupture par cisaillement.

Le coefficient de Poisson, noté généralement ν

ν , permet de caractériser la déformation transversale d'un matériau soumis à un effort axial. Il exprime la contraction perpendiculaire à la direction de l'effort par rapport à l'allongement longitudinal.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec : $\begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$

pour une Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50}; 5 \text{ MPA}\right) = \min(3,34.5 \text{ MPA}) = 3,34 \text{ MPA}$$

I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :

A. Module de déformation instantanée :

Sous l'action de contraintes normales appliquées pendant une durée inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton âgé de j jours, noté E_{ij} , est donné par la relation suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPA}$$

B. Module de déformation différée :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPA}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5- Module de déformation transversale :

Coefficient de Poisson (ν) :

Rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale d'un matériau.

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

Selon le BAEL 91 modifié 99 (A.2.1.3) :

$\nu = 0$ à l'ELU,

$\nu = 0,2$ à l'ELS.

I.2.2 Les Aciers :

Alliage de fer et de carbone (en faible proportion), l'acier se distingue par sa grande résistance à la traction, au cisaillement et à la torsion.

Types d'aciers utilisés dans le béton armé :

Nuance douce : 0,15– 0,25 % C

Nuance mi-dure à dure : 0,25– 0,40 % C

Acier naturel : FeE215, FeE235 (cadres)

Acier à haute adhérence (HA) : FeE400, FeE500 (armatures principales)

Treillis soudés : maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$, diamètre $\Phi = 3,5 \text{ mm}$

I.2.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

Dans le cadre de notre étude, nous utilisons :

des aciers longitudinaux de type FeE400, et des aciers transversaux de type FeE235.

Dans les calculs relatifs aux états limites, un coefficient partiel de sécurité sur l'acier, noté γ_s , est introduit. Ses valeurs sont généralement les suivantes :

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

- $\gamma_s = 1,1$; Cas général on a ; $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$
- $\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaisons accidentelles ; on a $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$

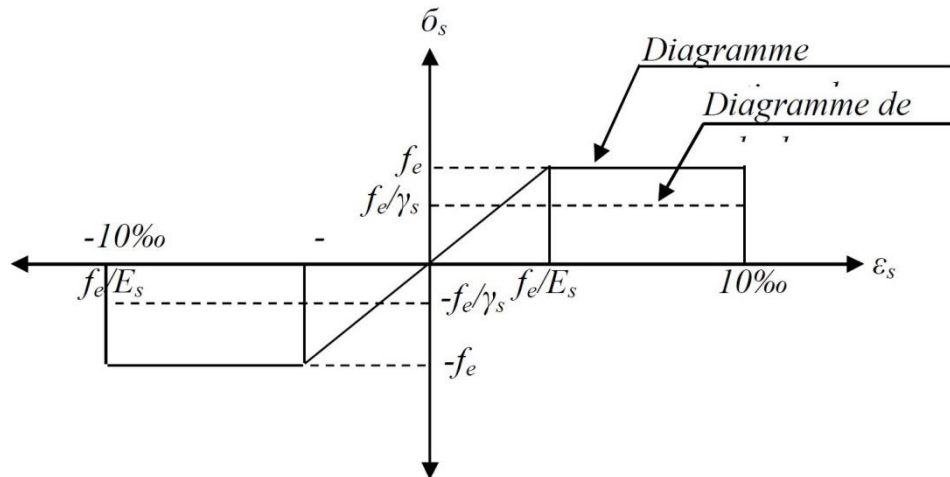


Figure I.4 : Diagramme de déformation

I.2.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ Fissuration peu préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.} \\ \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \\ \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \dots \dots \dots \text{Fissuration très préjudiciable.} \\ \sigma_{st} = 165 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

η ; Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \dots \text{Pour rond lisse;} \\ \eta = 1,6 \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3 \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.3 Hypothèse de calcul :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

I.3.1 E.L.U.R :

I.3.1 E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.3.1.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 - $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composé ;
 - $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

I.3.1.2 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

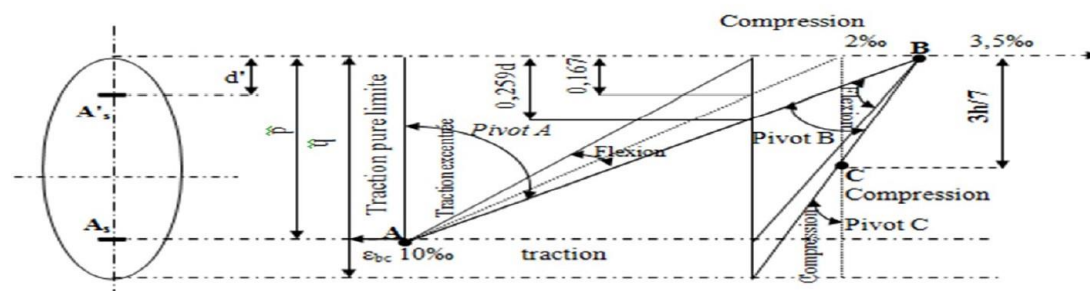


Figure I.5 : Diagramme des déformations limitées de la section

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10%
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5%
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2%

Tableau I.2 : Les déformations limites du pivot**I.3.2 E.L.S :**

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.3.2.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est néglige ;

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations. Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s ; avec \Rightarrow \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence}$$

I.3.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
 $1,35.G + 1,5.Q$

- **Etat limite de service :**

Combinaison d'action : $G + Q$

Les règles parasismiques algériennes RPA99/V2003 ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \dots \dots \dots \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} G: \text{Charge permanent;} \\ Q: \text{Charge d'exploitation;} \\ E: \text{Action sismique;} \end{array} \right.$$

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments de la
structure

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape initiale visant à estimer les sections des éléments porteurs selon les normes BAEL 91, RPA 99 modifié 2003 et CBA 93. Il permet d'optimiser les matériaux en évitant un excès de béton et d'acier. Les résultats obtenus sont provisoires et seront affinés lors du dimensionnement définitif.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

On utilise la condition de la rigidité pour déterminer l'épaisseur des planchers «ht », il Suffit de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{avec : } \begin{cases} h_t: \text{hauteur totale du plancher} \\ L: \text{portée maximale entre nus d appuis} \end{cases}$$

$$h_t \geq \frac{380 - 30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 15,56 \text{ cm}$$

Plancher corps creux (16 + 4) = 20 cm $\Rightarrow$ $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$

II.3. Descente des charges :

d'après DTR B.C.2.2 [3] charges permanentes et charges d'exploitation

Charges permanentes et d'exploitation :

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

N°	Désignation de la charge	Epaisseur(cm)	γ	Valeur en KN/m2
1	Gravillon de protection	4	0,20	0,80
2	Étanchéité multicouche	2	0,12	0,12
3	Forme de pente	5	0,9	0,90
4	Asphalte coulé sablé	2,5	0,50	0,50
5	Plancher en corps	16+4	2,80	2,80
6	Enduit en ciment	2	0,10	0,20
7	polysterne	2	0,23	0,0046
charge permanente $G_{terrasse}$				5,32
Surcharge d'exploitation $Q_{terrasse}$				1

Tableau II.1 : Descente des charges Plancher (terrasse)

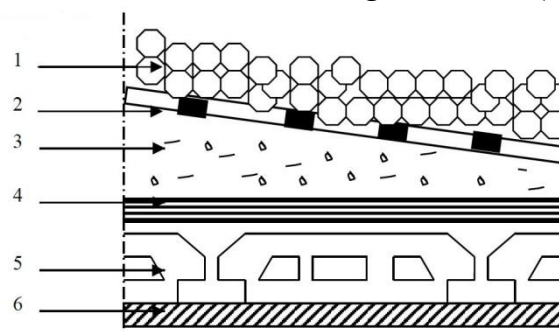


Figure II.1 : coupe détaillée plancher Terrasse

❖ Planchers étages courants et RDC:

N°	Désignation de la charge	Epaisseur (cm)	γ	Valeur en KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	2	0,2	0,40
2	Mortier de pose	2	0,2	0,40
3	Sable fin pour mortier	2	17	0,34
4	Plancher à corps creux	16+4	2,80	2,80
5	enduit en plâtre	2	0,10	0,20
6	cloison en briques creuses	10	0,90	0,90
charge permanente $G_{\text{étage}}$				5,04
Surcharge d'exploitation $Q_{\text{étage}}$				1,5
Surcharge d'exploitation Q_{RDC}				4

Tableau II.2 : Descente des charges Plancher (étage)

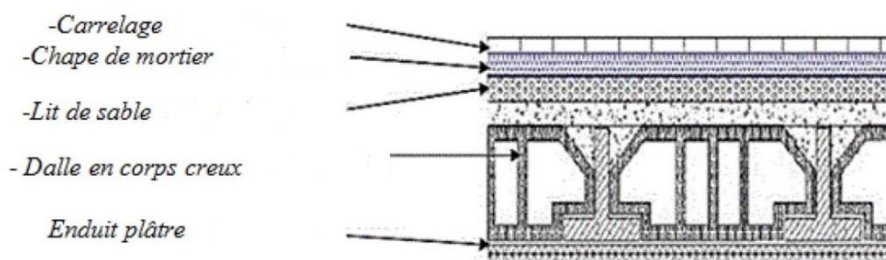


Figure II.2 : coupe d'entaille planché étage courant

❖ Murs extérieurs de façade :

N°	Désignation de la charge	Epaisseur(cm)	γ	Valeur en KN/m^2
1	Enduit extérieur en ciment	2	0,18	0,36
2	Parois en brique creuse extérieur	15	9	1,35
3	Parois en brique creuse intérieur	10	9	0,90
4	Enduit intérieur en ciment	2	0,10	0,20
charge permanente G_{mur}				2,81

Tableau II.3 : Descente des charges mur de façade extérieur

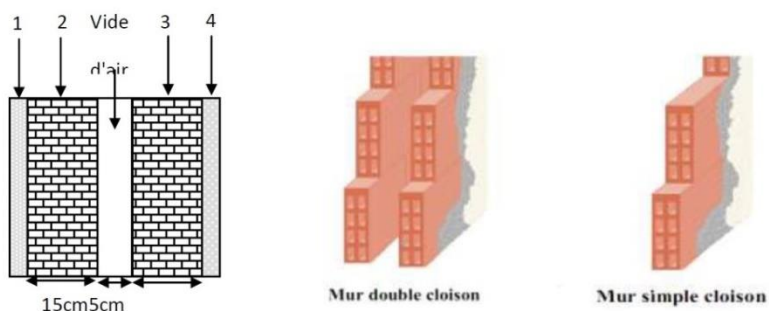


Figure II.3 : Coupe verticale d'un mur extérieur.❖ **Dalle pleine (Balcon) :**

N°	Désignation de la charge	Epaisseur(cm)	γ	Valeur en KN/m^2
1	Revêtement en carrelage	2	0,2	0,40
2	Mortier de pose	2	0,2	0,40
3	Sable fin pour mortier	2	0,18	0,36
4	Dalle pleine	15		3,75
5	Enduit en ciment	2	0,18	0,36
Charge permanente G_{balcon}				5,27
Surcharge d'exploitation Q_{balcon}				3,5

Tableau II.4 : Descente des charges (Balcon)**II.4 Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments structuraux destinés à reprendre les charges des planchers, principalement sollicitées en flexion simple, et transférées vers des appuis verticaux. On distingue deux catégories de poutres : les poutres principales, qui assurent le rôle porteur majeur, et les poutres secondaires, qui transmettent leurs charges aux poutres principales.

- Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0,3ht \leq b \leq 0,7ht \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ht : hauteur totale de la poutre} \\ \text{b : largeur de la poutre} \\ \text{L : la plus grande portée} \end{array} \right.$$

- Selon le RPA99/V2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.4.1 Les Poutres principales :

$$L_{\max} = 4,80 \text{ m}$$

$$L=480 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 32\text{cm} \leq ht \leq 48\text{cm} \\ 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{On prend : } \left\{ \begin{array}{l} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**, on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des **Poutres principales (30x40) cm²**

II.4.2 Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 3,80 \text{ m}$$

$$L = 380 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 25\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm} \\ 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**, on a:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des **Poutres secondaires (30x35) cm²**

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure qui reprennent les charges transmises par les poutres principales et les acheminent vers l'infrastructure. Ils jouent un rôle essentiel dans la stabilité et la transmission verticale des efforts.

Surface afférente :

C'est la surface du plancher supportée par le poteau le plus sollicité.

$$S_{\text{afférente}} = \left(\frac{4,80 + 3,60}{2} - 0,30 \right) \times \left(\frac{3,80 + 3,60}{2} - 0,30 \right) = 13,26\text{m}^2$$

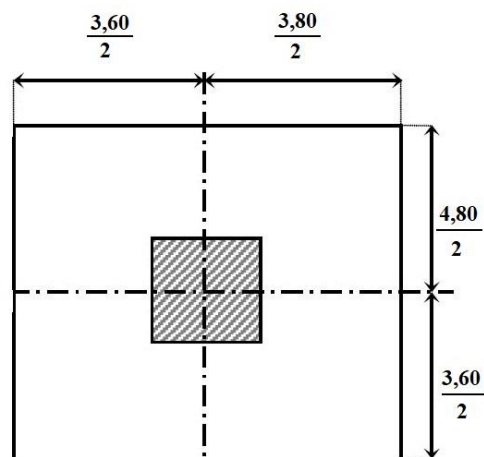


Figure II.4 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

- **La loi de dégression des surcharges :**

Il s'agit d'une règle permettant d'estimer les surcharges d'exploitation verticales dans les bâtiments comportant plus de cinq étages. Elle repose sur le principe de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages, afin de tenir compte de la probabilité réduite d'une sollicitation simultanée maximale à tous les niveaux.

Pour le dimensionnement des sections de poteaux, les surcharges d'exploitation retenues seront les suivantes : Sous terrasse : Q_0

Sous étage 1 : $Q_0 + Q_1$

Sous étage 2 : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage 3 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

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

Sous étage n : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ pour $n \geq 5$;

Avec n : nombre d'étages (DTR C2 – 4.7)

Niveau	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$N_{q0} = 1 \text{ KN/m}^2$	1
09	$N_{q1} = q_0 + q_1$	2,50
08	$N_{q2} = q_0 + 0,95(q_1 + q_2)$	3,85
07	$N_{q3} = q_0 + 0,90(q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
06	$N_{q4} = q_0 + 0,85(q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,10
05	$N_{q5} = q_0 + 0,80(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,00
04	$N_{q6} = q_0 + 0,75(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7,75
03	$N_{q7} = q_0 + 0,71(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8,50
02	$N_{q8} = q_0 + 0,69(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8)$	9,97
01	$N_{q9} = q_0 + 0,65(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9)$	10,05

Tableau II.5 : Dégression de la surcharge d'exploitation

Détermination de l'effort normal Nu

Les efforts de compression dus aux charges permanentes NG:

- Plancher terrasse : $G.S = 5,32 \times 13,26 = 70,54 \text{ KN}$
- Plancher RDC+ étage courant : $n.G.S = 09 \times 5,04 \times 13,26 = 601,47 \text{ KN}$
n=09 (nombre de plancher d'étage courant)
- Poutre principale :
 $G_{pp} = n(b_{pp} \times h_{pp} \times \gamma_{BA} \times L) = 10(0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,20) = 126 \text{ KN}$
- Poutre secondaire :
 $G_{ps} = n(b_{ps} \times h_{ps} \times \gamma_{BA} \times L') = 10(0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,70) = 97,13 \text{ KN}$

$$N_G = 1,10[70,54 + 601,47 + 126 + 97,13] = 895,14 \text{ KN}$$

$$N_G = 895,14 \text{ KN}$$

Les efforts de compression dus aux surcharges NQ:

Par application de la loi de dégression: $Q = 10,05 \text{ KN/m}^2$

$$N_Q = Q \times S = 10,05 \times 13,26 = 133,26 \text{ KN}$$

$$\text{D'où: } N_u = 1,10(1,35N_G + 1,5N_Q) = 1549,16 \text{ KN}$$

Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire : $\lambda \leq 50$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{Avec :} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \times b$$

$$I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^3}{12}} = 0,289a$$

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0,289a} \leq 50 \right) \rightarrow \left(a \geq \frac{238}{0,289 \times 50} = 16,47 \text{ cm} \right)$$

On prend : **a = 50 cm**

Détermination de « b » :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime Nu doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,9\% B_r = 0,9\% [48(b - 2)] = 0,432(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{14,45} = 16,47$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{16,47}{35} \right)^2 \right]} = 0,814$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow 1549,16 \leq 0,814 \left[\frac{48(b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,432(b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$1549,16 \leq 0,814 [88,89(b - 2) + 15,03(b - 2)]$$

$$1549,16 \leq 84,59(b - 2) \Rightarrow 18,31 \leq (b - 2) \Rightarrow b \geq 18,31 + 2 = 20,31 \text{ cm}$$

$$b \geq 50 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **b = 50 cm**

Vérification des conditions du « RPA99 version 2003 » :

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) > 25 \text{ cm}; \text{ Min}(a, b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \text{Min}(a, b) > \frac{h_e}{20}; \text{ Min}(a, b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4; 0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc, On adopte pour des poteaux une section carrée (**a × b**) = (**50 × 50**) **cm**²

Niveaux	Poteaux (cm ²)	Poutres principales (cm ²)	Poutres secondaires (cm ²)
R. D. C au 3^{ème}	(50 × 50)	(30 × 40)	(30 × 35)
4^{ème} au 6^{ème}	(45 × 45)	(30 × 40)	(30 × 35)
7^{ème} au 9^{ème}	(40 × 40)	(30 × 40)	(30 × 35)

Tableau II.6 : Récapitulation du pré dimensionnement des poutres et poteaux .

II.6 Les voiles:

Les voiles – RPA 99 / version 2003 (article 7.7.1) :

Le pré dimensionnement des voiles s'effectue selon les prescriptions du RPA 99 modifié en 2003. Ces éléments en béton armé assurent à la fois le contreventement de la structure en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent) et la transmission des charges verticales vers les fondations.

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99, un élément est considéré comme un voile s'il vérifie la condition :

$L \geq 4a$, où L est la longueur du voile et a son épaisseur.

L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e).

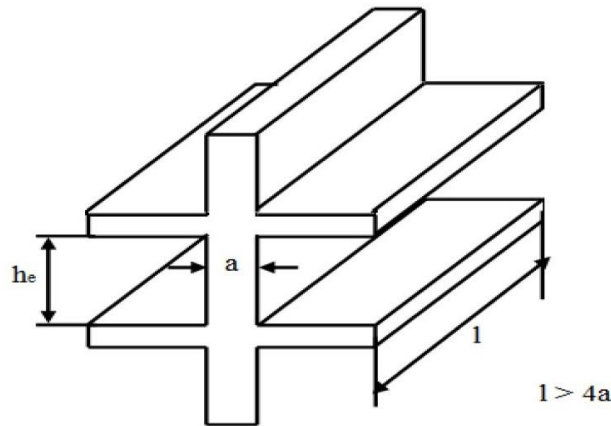


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation

II.6 .1- Pré dimensionnement des voiles :

Niveau RDC et l'étage courant :

$$a = \frac{h_e}{20} \Rightarrow a = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

On prend : $a = 20 \text{ cm}$

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

On prend : $L_{min} = 80 \text{ cm}$

Chapitre III :

Etude des éléments non structuraux

III.1 Acrotère :**III.1.1 Introduction :**

L'acrotère est un élément de sécurité situé en périphérie des toitures-terrasses, formant une paroi destinée à prévenir les chutes. Sur le plan structural, il est assimilé à une console encastrée, soumise à son propre poids ainsi qu'à la charge de la main courante éventuelle. Son dimensionnement s'effectue en flexion composée.

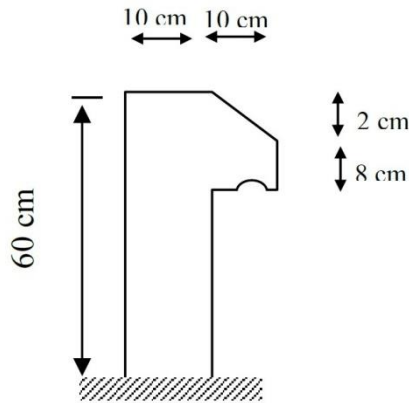


Figure III.1 : Acrotère.

III.1.2 Charges sollicitant l'acrotère :

- **Surface de l'acrotère :**

$$S = \left[0,1 \times 0,60 + 0,1 \times 0,08 + \frac{0,1 + 0,02}{2} \right] = 0,069 m^2$$

- **Le poids propre :**

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

- **Charge permanente :** $G = 1,725 \text{ KN/ml}$

- **surcharge d'exploitation :** $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.1.2.2 Charge aux états limites :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

- **E.L.U**

$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,329 \text{ KN/ml} \\ M_u = 1,5Qh = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m} \\ T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \end{cases}$$

- **E.L.S**

$$\begin{cases} N_s = G = 1,725 \text{ KN/ml} \\ M_s = Qh = 1 \times 0,6 = 0,60 \text{ KN.m} \\ T_s = Q = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3 Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

III.1.4 Excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,329} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :

On considère une section ($b \times h$) m² soumis à la flexion composée

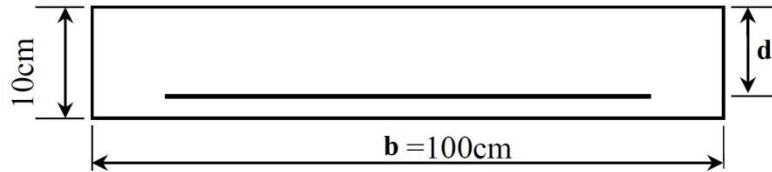


Figure.III.2 : La section de calcul de l'acrotère

III.1.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,329 \left(0,039 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0,337 \times h - 0,81 \times c') \sigma_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,329 - 0,98 = -0,817 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') \times \sigma_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) \times 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,798 \text{ KN.m}$$

$$-0,817 \text{ KN.m} < 24,798 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 × 10) cm².

III.1.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_u = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,98 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0085$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0085}) = 0,010$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,010) = 0,996$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0085 \Rightarrow \beta = 0,996$$

III.1.5.3 Calcul de la section d'armatures en :**a) Flexion simple :**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,98 \times 10^3}{0,996 \times 9 \times 384} = 0,31 \text{ cm}^2$$

b) Flexion composée :

$$A_{ST} = A_S - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,329}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.1.5.4 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :**a) Les armatures principales :**

$$N_S = N_G = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$M_S = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,72} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{Smin} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,45d}{e_s - 0,185d} = 0,23 \times \frac{100 \times 9 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 0,45 \times 9}{35 - 0,185 \times 9} = 1,009 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4Φ6 p.m**; $A_S = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement **St = 25 cm**.

b) Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,2825 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4Φ6 p.m** → $A_S = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.1.6 Les vérifications :**III.1.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :**• **Moment de service :**

$$M_S = N_S \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 1,725 \times \left(0,35 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,656 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_S (d - y) = 50 y^2 + 4,65 y - 41,85 = 0 \Rightarrow y = 0,87$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_S (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 0,87^3 + 15 \times 0,31 (9 - 0,87)^2 = 329,30 \text{ cm}^4$$

III.1.6.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S}{I} \times y = \frac{0,656 \times 10^3}{329,30} \times 0,87 = 1,733 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1,733 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.6.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu :

$$\overline{\sigma}_{ST} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} : \text{fissuration préjudiciable}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{ST} = \min \{ 266,67 \text{ MPA} ; 201,63 \text{ MPA} \} = 201,63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{ST} = \eta \frac{M_S}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,656 \times 10^3}{323,30} (9 - 0,78) = 242,94 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 242,94 \text{ MPA} > \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.6.4 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \Rightarrow T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5KN$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = \frac{16,67KN}{ml} = 0,17MPA$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{0,1f_{c28}; 4MPA\} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{2,5MPA; 4MPA\}$$

$$\tau_u = 0,17MPA < \overline{\tau_u} = 2,5MPA \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.6.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,20$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,725 KN$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,20 \times 1,725 = 1,10KN < 1,5Q = 1,5KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.7 Disposition du ferrailage :

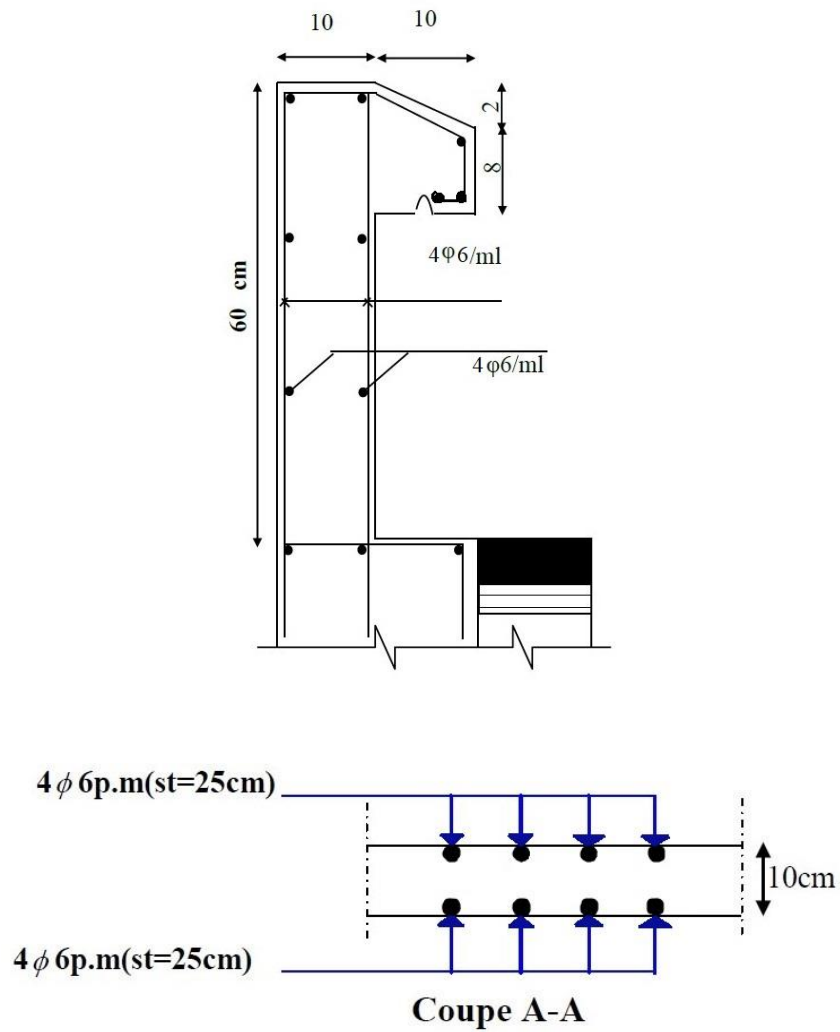


Figure III.3 : Disposition du ferrailage de l'acrotère.

III.2 Les balcons :

III.2.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine en porte-à-faux, encastrée dans une poutre et entourée d'un garde-corps ou d'un mur de protection. Il est assimilé à une console dépassant de la façade du bâtiment et reliée à l'intérieur par une ouverture (porte ou fenêtre).

Le dimensionnement est réalisé pour une bande de 1 mètre de largeur, en flexion simple. L'épaisseur de la dalle est déterminée selon plusieurs critères :

- Résistance à la flexion ;
- Isolation acoustique ($e \geq 12 \text{ cm}$) ;
- Résistance au feu ($e \geq 11 \text{ cm}$ pour une coupe-feu de 2 heures).

Par souci de sécurité et de performance, une épaisseur de **15 cm** est retenue pour les balcons.

Dans notre étude, les différents types des balcons sont les suivants : Balcon terrasse, balcon étage courant (garde-corps), balcon étage courant (mur extérieur).

• Méthode de calcul :

Le dimensionnement est réalisé sur une bande de 1 mètre de largeur, assimilée à une section rectangulaire soumise à une flexion simple, sous l'effet des charges suivantes :

- G : poids propre de la console (dalle en porte-à-faux) ;
- Q : surcharge d'exploitation ;
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et de l'acrotère.

Dans cette étude, deux type de balcons sont considérés, de portée $L = 1,20 \text{ m}$.

❖ Type 1 : Etage courant (garde-corps) :

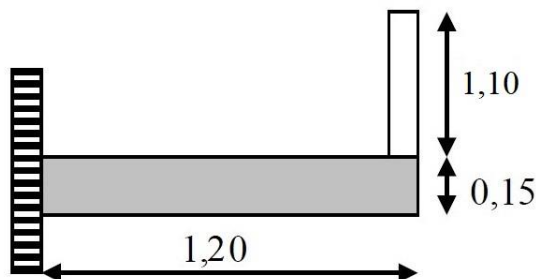


Figure III.2 - 1 : Schéma représentatif du balcon type 1.

$$L = 1,20 - 0,10 = 1,10 \text{ m} = 110 \text{ cm}.$$

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq \frac{110}{20} = 5,25 \text{ cm}$$

Isolation acoustique: $e \geq 15 \text{ cm}$; soit: $e = h = 15 \text{ cm}$

Sécurité en matière d'inertie $h_0 = 11 \text{ cm}$ pour 2h de coups de feu, donc on adopte $h_0 = 12 \text{ cm}$

- **Evaluation des charges et des surcharges:**

- 1- **Les charges:**

$$\begin{cases} G = 5,27 \frac{KN}{m^2} \rightarrow \text{Charge permanente} \\ Q = 3,5 \frac{KN}{m^2} \rightarrow \text{Charge d'exploitation} \end{cases}$$

- 2- **Calcul des sollicitations:**

On prend une bande de 1m :

$$P = \gamma_{mur} \times \text{épaisseur} \times h \times 1m = 9 \times 0,10 \times 1,10 \times 1m = 1,08 \text{ KN}$$

- 3- **Les combinaisons d'actions:**

- **ELU:**

$$\begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5Q)1m = (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5)1m = 12,36 \frac{KN}{m} \\ P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,08 = 1,46 \frac{KN}{ml} \end{cases}$$

- **ELS:**

$$\begin{cases} q_s = (G + Q)1m = (5,27 + 3,5)1m = 8,77 \frac{KN}{mL} \\ P_s = P = 1,08 \frac{KN}{mL} \end{cases}$$

- **Calcul du moment max et des efforts tranchants max :**

$$\begin{cases} M_a = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{(12,36 \times 1,10^2)}{2} + 1,46 \times 1,10 = 9,08 \text{ KN.m} \\ T_a = (q_u \times l + P_u) = 12,36 \times 1,10 + 1,46 = 15,06 \text{ KN} \end{cases}$$

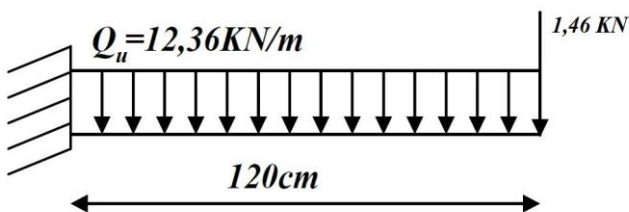


Figure III.2 - 2 : Schéma statique.

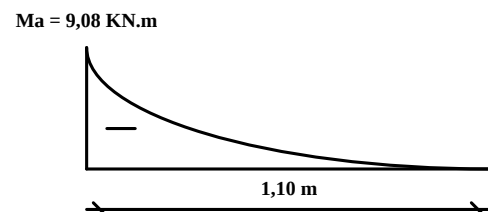


Figure III.2 - 3 : Diagramme du moment.

III.2.2 Calcul du ferrailage à l'ELU:

Fissuration peu préjudiciable :

On prend: $c = d' = 2 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ ml}$; $d = 0,9.h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,08 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,035 < 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta = 0,982$$

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

$$A = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,08 \times 10^3}{0,982 \times 13,5 \times 348} = 1,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.3 Les vérifications:**a) Vérification à L'ELU:**

- **Condition de non fragilité:** Selon le BAEL 91, modif 99 :

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Pourcentage minimal:** Selon le BAEL 91, modif 99 :

$$A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement:** Selon le BAEL 91, modif 99 :

$$T_u = 15,06 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{15,06 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,122 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,112 \text{ MPa}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification à L'ELS:

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_s = \left(\frac{q_{ser} \times l^2}{2} + P_{ser} \times l \right) = \left(\frac{8,77 \times 1,15^2}{2} + 1,08 \times 1,15 \right) = 6,49 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,08}{6,49} = 1,40$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,40 - 1}{2} \right) + \left(\frac{25}{100} \right) = 0,45$$

$\alpha = 0,45 > \bar{\alpha} = 0,085$ Condition vérifiée.

$$A = \max (A_{cal}; A_{min}; A_L) = \max (1,97 ; 1,63 ; 1,5) \text{ cm}^2$$

$A = 1,97 \text{ cm}$: On prend: $A = 4\text{T}10 \Rightarrow$ (soit $A = 3,14 \text{ cm}^2$) .

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_r = 3\text{T}8$ (Soit $1,51 \text{ cm}^2$).

Avec : $S_t = 33 \text{ cm}$

- **Espacement des armatures:**

- 1) **Armatures longitudinales:**

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

- 2) **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

- **Calcul de la flèche: BAEL 91 (ART : B. 6. 5. 1) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{110} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,133 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0023 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T = 0}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{110} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0,136 \geq 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4 Ferrailage des balcons :

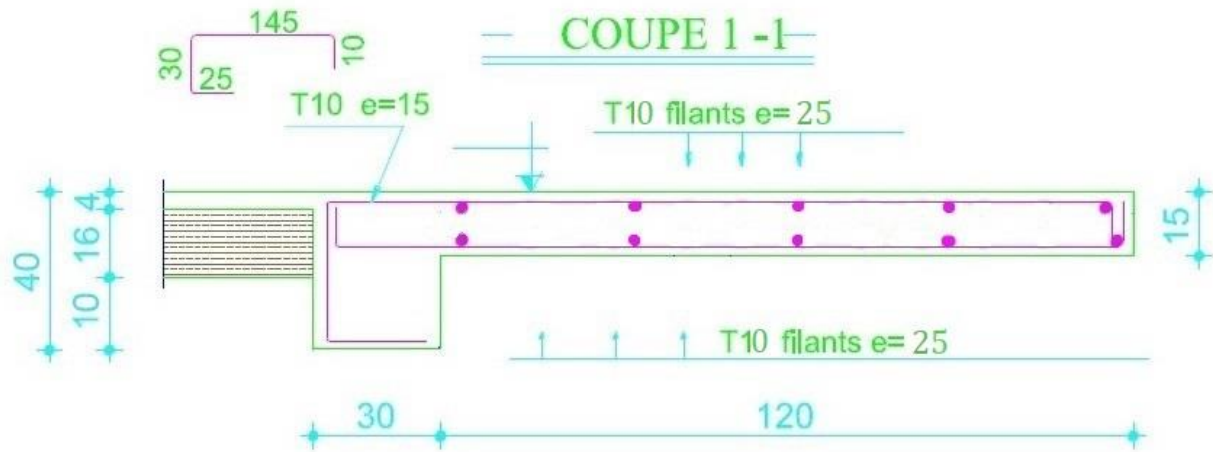


Figure III.2 - 4 : Dessin du ferrailage du balcon.

Type 2: Etage courant (Mur extérieur) :

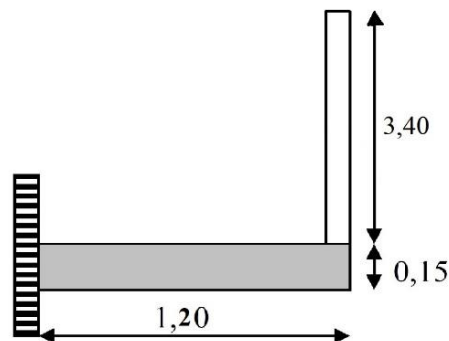


Figure III.2 - 5 : Schéma représentatif du balcon type 2.

$$L = 120 - 30 = 90 \text{ cm}$$

$$e = \frac{L}{20} = \frac{90}{20} = 4,5 \Rightarrow e = 15$$

Isolation acoustique : $e \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } e = h = 15 \text{ cm}.$

1- Les charges :

Charge permanente $\rightarrow G = 5,27 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $\rightarrow Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{mur extérieur}} = 2,81 \text{ KN/m}^2$$

2- Calcul des sollicitations:

$$h = 3,40 + 0,40 = 3 \text{ m}$$

$$P = G_{\text{mur extérieur}} \times (3,40 - 0,40) \times 1 \text{ m}$$

$$P = 2,81 \times 3 \times 1 = 8,43 \text{ KN.}$$

3- Combinaisons des charges :• **ELU:**

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = 12,36 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1,35 \times P$$

$$P_u = 11,38 \text{ KN/ml}$$

• **ELS:**

$$q_s = (G + Q).1 \text{ m} = (5,27 + 3,5).1 = 8,77 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 8,43 \text{ KN.}$$

• **Calcul du moment maximal et des effort tranchants max :**

$$M_a = \left(\frac{ql^2}{2} + P_u l \right) = \left(\frac{12,36 \times 0,9^2}{2} + 11,38 \times 0,9 \right) = 15,25 \text{ KN.m}$$

$$T_a = (q + P_u) = (12,36 \times 0,9 + 11,38) = 22,50 \text{ KN}$$

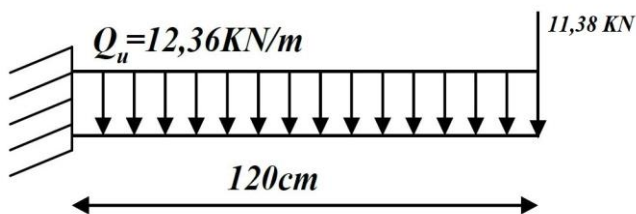


Figure III.2 - 6 : Schéma statique.

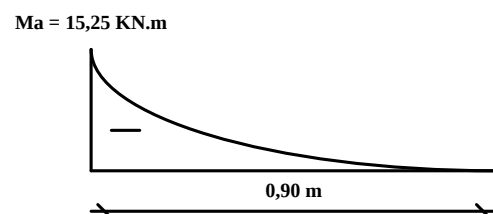


Figure III.2 - 7 : Diagramme du moment.

III.2.5 Calcul du ferrailage à l'ELU :

$$c = d' = 2 \text{ cm; } r = 15 \text{ cm; } d = 0,9h; b = 1 \text{ ml}$$

$$d = 13,5$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,25 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,059 < 0,392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\beta = 0,969 \Rightarrow \text{Du tableau.}$$

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

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,25 \times 10^3}{0,969 \times 13,5 \times 348} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.6 Vérification à l'ELU:

- **Conditions de non fragilité :**

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

- **Pourcentage min:**

$$A_L: 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}.$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = 22,5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{22,5 \times 10^3}{1000 \times 13,5} = 0,167 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,333 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 3,333 \text{ MPa} > \tau_u = 0,145 \text{ MPa}$$

⇒ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7 Vérification à l'ELS:

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_s = \left(\frac{q_{ser} \cdot l^2}{2} + P_{ser} \cdot l \right) = \left(\frac{8,77 \cdot 0,9^2}{2} + 8,43 \cdot 0,9 \right)$$

$$M_s = 11,14 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,25}{11,14} = 1,37$$

$$\alpha = \left(\frac{1,37-1}{2} \right) + \left(\frac{25}{100} \right) = 0,44$$

$$\alpha = 0,44 > \bar{\alpha} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A = \max (A_{cal}; A_{min}; A_L) = (3,35; 1,63; 1,5) \text{ cm}^2$$

$$A = 3,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend: } 4\text{T}12 \Rightarrow A = (4,52 \text{ cm}^2) \Rightarrow \text{St} = 25\text{cm}.$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13$$

On prend: $A_r = 3T8 \Rightarrow (1,51 \text{ cm}^2) \Rightarrow St = 33\text{cm}$.

- **Espacement des armatures et flèche :**

- 1) **Armatures longitudinales:**

$$S_L \leq \min (3.h=45, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_L = 100/4 = 25 \Rightarrow \text{Soit: } S_L = 25\text{cm}$$

- 2) **Armatures de répartition:**

$$S_r \leq \min (1h = 60; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_r = 100/4 = 25 \text{ cm; Soit: } S_r = 25\text{cm}$$

- 3) **La flèche: BAEL 91 (ART:B.6.5.1):**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{105} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1429 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,20}{fe} \rightarrow \frac{4,52}{100 \cdot 13,5} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 3,35 \cdot 10^{-3} \leq 0,011 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{M_T = 0}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{105} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0,1429 \geq 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification : Condition de non fragilité :**

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

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

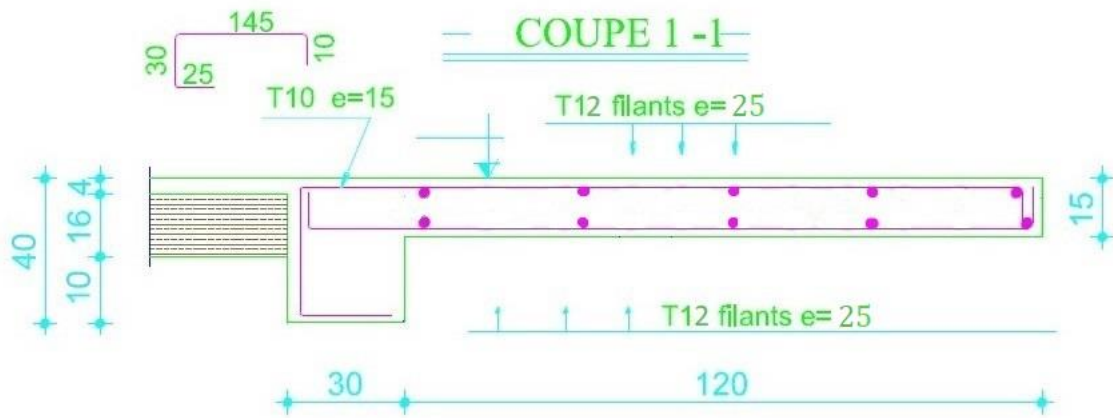
- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_s}{b \times d} = \frac{22,5 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,17 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \min \{0,1 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,145 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.8 Ferrailage des balcons :**Figure III.2 - 8 : Dessin du ferrailage du balcon.**

III.3 Les escaliers: (Escalier console):

III.3.1 Introduction :

L'escalier est un élément architectural composé de marches et de paliers, permettant la circulation verticale entre les niveaux d'un bâtiment.

- **Principaux termes :**

- **Emmarchement (E) :** largeur utile de l'escalier, entre murs ou limons ;
- **Hauteur de marche (h) :** distance verticale entre deux marches successives ;
- **Giron (g) :** distance horizontale entre les nez de deux marches ;
- **Contremarche :** face verticale entre deux marches ou pièce la fermant ;
- **Marche :** surface horizontale sur laquelle on pose le pied.

Dans notre projet, l'escalier est de type console, avec des marches encastrées dans un mur ou un noyau central. Chaque marche est calculée en flexion simple, les armatures principales étant placées en zone tendue, c'est-à-dire dans la partie supérieure.

III.3.2 Dimensionnement de l'escalier :

$h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est:

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87;$$

Épaisseur de palier : $e_p = 18 \text{ cm}$.

- **La section de calcul (la marche):**



Figure III.3 - 1: Schéma d'une marche.

$$h_{eq} = \frac{a_1 + a_2}{2} = \frac{(h + a_2) + a_2}{2} = \frac{h + 2a_2}{2} = \frac{h}{2} + a_2$$

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e_{paillasse}}{\cos \alpha} = \frac{17}{2} + \frac{4}{0,87} = 13,10 \text{ cm}$$

La section de calcul est : $(g \times h_{eq}) = (30 \times 13,10) \text{ cm}^2$

III.3.3 Evaluation des charges et surcharges:

Poids du Revêtement = $R \times g = 1,20 \times 0,3 = 0,36 \text{ KN/m}$

Le poids (La Marche + La paillasse): $\gamma_{BA} \times g \times h_{eq} = 25 \times 0,3 \times 0,1310 = 0,98 \text{ KN/m}$.

$$\begin{cases} G = 0,36 + 0,98 = 1,34 \frac{\text{KN}}{\text{m}}. \\ Q = 2,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}. \end{cases}$$

A l'ELU: $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 1,34 + 1,5 \times 2,5 = 5,56 \text{ KN/m}$.

A l'ELS: $Q_{ser} = G + Q = 1,34 + 2,5 = 3,84 \text{ KN/m}$.

III.3.4 Calcul des sollicitations :

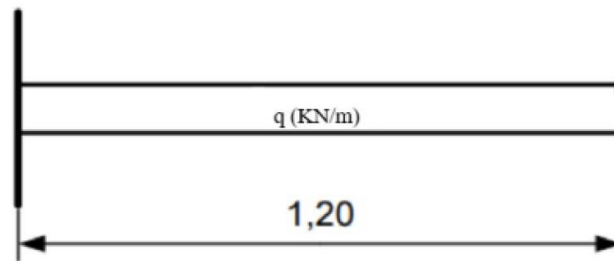


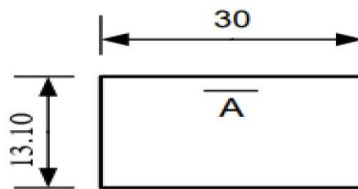
Figure III.3 - 2: Schéma statique de l'escalier.

Détermination des moments de flexion:

$$M_{max} = M_{encast} = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-5,56 \times 1,20^2}{2} = -4 \text{ KN.m}$$

III.3.5 Calcul du ferrailage de la marche :

Le calcul se fait pour une section de $(30 \times 13,10) \text{ cm}^2$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 13,10 = 11,79 \text{ cm}$.

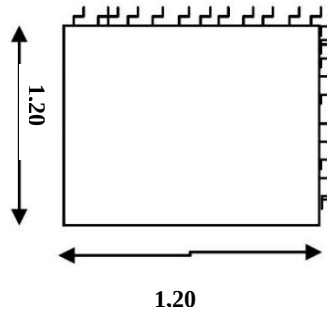
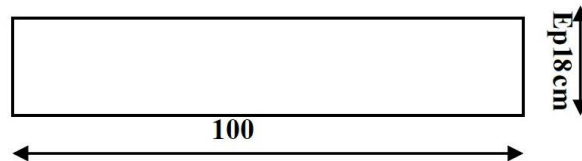


$$\mu = \frac{M_{encast}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4 \times 10^3}{30 \times 11,79^2 \times 14,17} = 0,068 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,068 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{marche} = \frac{M_{encast}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4 \times 10^3}{0,965 \times 11,79 \times 348} = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

On adopte : **2T10** $\Rightarrow$ (Soit $1,57 \text{ cm}^2 / \text{marche}$).

III.3.6 Le palier :**Figure III.3 - 3 : Palier console.****III.3.7 La section de calcul :****Figure III.3 - 4 : Section à étudier.****III.3.8 Les charges :**

- Poids des revêtements: $1,20 \text{ KN/m}^2$

- Poids du palier (18cm) : $\gamma_{BA} \times e_p = 25 \times 0,18 = 4,50 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} \text{Charge permanente: } G = 1,20 + 4,50 = 5,70 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge d'exploitation: } Q = 2,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,70 + 1,5 \times 2,5 = \frac{11,45 \text{KN}}{\text{m}^2} \\ q_{ser} = G + Q = 5,70 + 2,5 = \frac{8,2 \text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\begin{cases} q_u = \frac{11,45 \text{KN}}{\text{m}^2} \times 1\text{m} = 11,45 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_s = \frac{8,2 \text{KN}}{\text{m}^2} \times 1\text{m} = 8,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{cases}$$

III.3.9 Les moments de flexion:

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,20}{1,20} = 1 > 0,4, \quad \text{donc la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens L_x et L_y :

- **Sens L_x :**

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0368 \times 11,45 \times 1,20^2 = 0,61 \text{ KN.m}$$

- **Sens L_y :**

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 1 \times 0,61 = 0,61 \text{ KN.m}$$

- **Moment en Travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 0,61 = 0,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 0,61 = 0,52 \text{ KN.m.}$$

- **Moment sur Appuis:**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4 \times M_0 = 0,24 \text{ KN.m.}$$

III.3.10 Calcul du ferrailage :

a) En Travée:

- **Sens l_x :**

$$M_{tx} = 0,52 \text{ KN.m.}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,52 \times 10^3}{100 \times 16,2^2 \times 14,17} = 0,0013 < 0,392 \rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\beta = 0,999$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,52 \times 10^3}{0,999 \times 16,2 \times 348} = 0,092 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- **Sens l_y :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,52 \times 10^3}{100 \times 16,2^2 \times 14,17} = 0,0013 < 0,392 \rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\beta = 0,999$$

$$A = \frac{M_{ty}}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{0,52 \times 10^3}{0,999 \times 16,2^2 \times 14,17} = 0,092 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Sur appuis:

• **Les moments ultimes:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,24 \times 10^3}{100 \times 16,2^2 \times 14,17} = 6,57 \times 10^{-4}$$

$$\beta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\mu}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 6 \times 10^{-4}}}{2} = 0,999 \approx 1,000$$

$$A = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{0,24 \times 10^3}{1,000 \times 16,2 \times 348} = 0,043 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.3.11 Sections minimales des armatures:

$$h_0 = 18 \text{ cm et } \alpha = 1$$

• **Sens L_y :**

$$A_{y \min} = 8 \times h_0 = 8 \times 0,18 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = 0,092 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \text{On prend: } A_{ty} = A_{y \min} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Sens L_x :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,44 \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{tx} = 0,092 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \text{On prend: } A_{tx} = A_{sx} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{ax} = 0,043 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \text{On prend: } A_{ax} = A_s = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

III.3.12 Le choix des aciers:

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 18 \text{ mm}.$$

a) En Travée :• **Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,44 \frac{cm^2}{ml} \\ S_{tx} = \min(3h_0; 33 cm) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 5T10 p.m = 3,93 \frac{cm^2}{ml} \\ S_{tx} \leq 33 cm \rightarrow S_{tx} = 20 cm \end{cases}$$

• **Sens L_y :**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,44 \frac{cm^2}{ml} \\ S_{ty} = \min(4h_0; 45 cm) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 4T10 p.m = 3,14 \frac{cm^2}{ml} \\ S_{ty} \leq 45 cm \rightarrow S_{ty} = 25 cm \end{cases}$$

b) Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,44 \frac{cm^2}{ml} \\ S_{ty} \leq 33 cm \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 4T10 p.m = 3,14 \frac{cm^2}{ml} \\ S_{ty} = 25 cm \end{cases}$$

III.3.13 Les Vérifications:**a) La marche:****1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times h \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 11,79 \times \frac{2,1}{400} = 0,43 cm^2/marche$$

$$A_s = 1,57 cm^2/m > A_{min} = 0,43 cm^2/m \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant:

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{5,56 \times 1,20}{2} = 6,672 KN.$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{6,672}{30 \times 11,79} \times 10 = 0,019 MPa \approx 0,02 MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}; 5 MPa) = \min(3,25 MPa; 5 MPa) = 3,25 MPa$$

$$\tau_u = 0,02 MPa < \overline{\tau_u} = 3,25 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérifications des contraintes à L'ELS:

$$M_{ser} = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{3,84 \times 1,20^2}{2} = 2,76 KN.m$$

$$A_s = 1,57 cm^2/m.$$

4) Détermination de La position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta \cdot As (d - y) = \frac{30}{2} y^2 - 15 \times 1,57 (11,79 - y)$$

$$15y^2 - 277,65 + 23,55 \times y = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 23,55^2 - 4(15) \times (-277,65) = 17213,6025$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-23,55 + \sqrt{17213,6025}}{2(15)} = 3,59$$

$$y = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-23,55 - \sqrt{17213,6025}}{2(15)} = -5,16$$

$y = 3,59$ cm : l'axe neutre se trouve dans la fibre la plus comprimée.

5) Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta As(d - y)^2 = \frac{30 \times 3,59^3}{3} + 15 \times 1,57(11,79 - 3,59)^2$$

$$I = 2046,18 \text{ cm}^4$$

6) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,76 \times 10^3}{2046,18} \times 3,59 = 4,84 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

7) Vérification de la flèche:

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{13,10}{1,20} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{30 \times 11,79} = 4,43 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Le palier :

$$\begin{cases} q_u = 11,45 \text{ KN/m.} \\ q_{ser} = 8,2 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$T_{\max} = 8,2 \times 1,20 = 9,84 \text{ KN.}$$

1) Condition de non fragilité:

$$A_{s\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16,2 \times 2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{\min} = 1,96 \text{ cm}^2/\text{m}$ Condition vérifiée.

2) Justification vis-à-vis de l'effort Tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{9,81}{100 \times 16,2} \times 10 = 0,061 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 = 3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,061 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.14 Les Vérifications des contraintes à L'E.L.S:• **Palier:****1) M_{ser} :**

$$\alpha = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0441 \text{ et } \mu_y = 1,0000$$

$$\bullet \text{ Sens } L_x : \quad q_s = 8,2$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0441 \times 8,2 \times 1,2^2 = 0,52 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ Sens } L_y :$$

$$M_y = M_{ox} \times \mu_y = 0,52 \times 1 = 0,52 \text{ KN.m.}$$

2) Moment en Travée:

$$M_{tx} = 0,85 \times 0,52 = 0,44 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 0,52 = 0,44 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser} = 0,44 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

3) Détermination de La position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = \frac{100}{2} y^2 - 15 \times 3,93 (16,2 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 58,95y - 954,99 = 0$$

$$\Delta = 194473,1025$$

$$y = 3,82 \quad \text{et} \quad y = -4,99$$

$y = 3,82 \text{ cm}$: l'axe neutre se trouve dans la fibre la plus comprimée.

4) Détermination du moment d'inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta As(d - y)^2 = \frac{100 \times (3,82)^3}{3} + 15 \times 3,93(16,2 - 3,82)^2 = 9521,35 \text{ cm}^4.$$

5) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,44 \times 10^3}{9521,35} \times 3,82 = 0,18 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6) Vérification de la flèche:

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{Flèche due à la charge répartie.}$$

$$F = \frac{11,45 \times 1,20^4}{8 \times 32164,19 \times 10^{-5} \times 9521,35} = 9,69 \times 10^{-4} \text{ cm} \dots \text{Flèche due à la charge répartie}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}.$$

III.3.15 Disposition du ferrailage:

Marches:

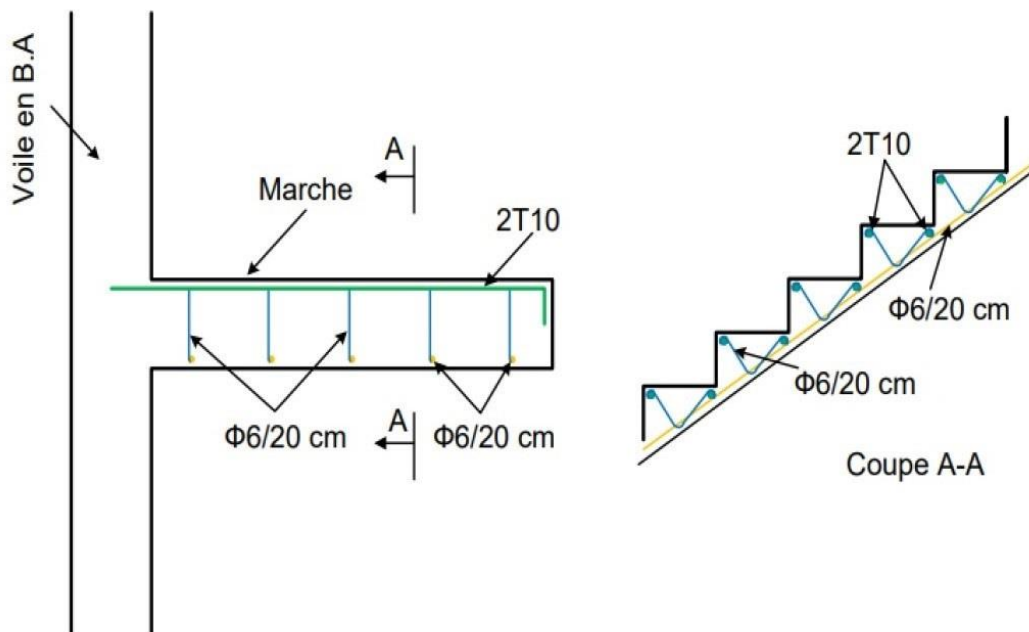


Figure III.3 - 5 : Ferrailage des marches.

Palier:

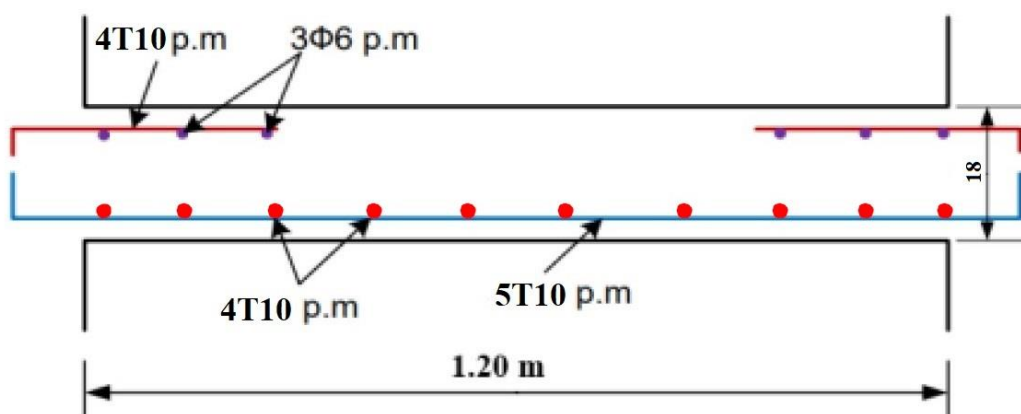


Figure III.3 - 6 : Ferrailage du palier.

Chapitre IV :

Etude des planchers

IV.1. Introduction

Les planchers forment les surfaces horizontales qui délimitent les différents niveaux d'un bâtiment. Ils doivent résister aux sollicitations (charges permanentes et d'exploitation) et transmettre ces efforts aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles).

Pour les constructions résidentielles, on emploie principalement le plancher à corps creux, constitué de :

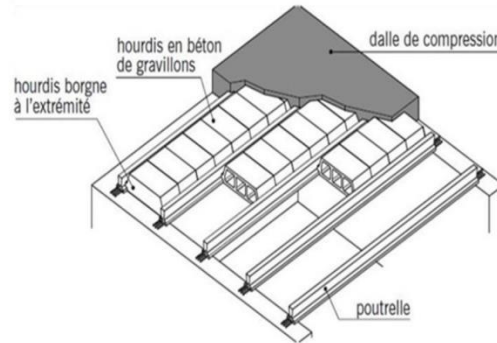


Figure IV - 1 : Plancher à corps creux

Corps creux : éléments préfabriqués en béton servant de coffrage perdu pour la dalle de compression.

Poutrelles : profil en T renversé, coulées sur place ou préfabriquées, espacées de 65 cm, supportant les hourdis.

Dalle de compression : épaisseur de 4 cm, renforcée par un treillis soudé, son rôle est de répartir les charges et limiter la fissuration.

Ce type de plancher présente plusieurs avantages :

- Mise en œuvre rapide et simplifiée,
- Poids réduit favorisant l'économie de structure,
- Adapté aux vides sanitaires,
- Isolation thermique améliorée.

IV.2 Prédimensionnement des poutrelles :

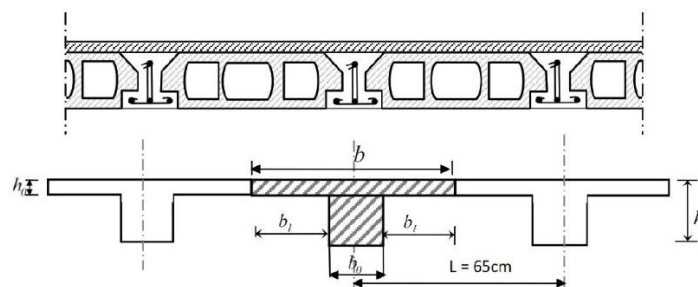


Figure IV - 2 : Coupe d'un plancher à corps creux et schéma explicatif de la poutrelle.

Les poutrelles fonctionnent comme des sections en T placées perpendiculairement à la portée et supportant les hourdis. Pour un plancher à corps creux d'épaisseur totale 20 cm (hourdis de 16 cm + dalle de compression de 4 cm), sollicitations unidirectionnelles, on détermine les dimensions suivantes :

- Hauteur totale (h_t) = 20 cm (16 cm hourdis + 4 cm dalle) ;
- Hauteur de dalle (h_0) = 4 cm ;
- Largeur de nervure (b_0) = 12 cm ;

- Ent Rapport longueur/largeur : $b_1 \leq L/10 = 340/10 = 34 \text{ cm}$;
- Proportion à la dalle : $6 \times h_0 \leq b_1 \leq 8 \times h_0$;
- Plage recommandée : $24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$.

On retient donc $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et la largeur totale du plancher $b = 2 \times b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$.

- Distance entre axes de nervures (l_1) = 65 cm.

IV.3 Méthodes de calcul des poutrelles :

Plusieurs méthodes existent pour le dimensionnement des poutrelles. Le règlement BAEL 91 propose une méthode forfaitaire simplifiée pour le calcul des moments fléchissants en travée et sur appuis, adaptée aux conditions courantes.

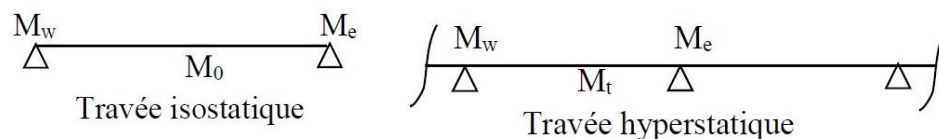
• Conditions d'application :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

- Charge d'exploitation $Q \leq \max(2 \times G ; 5 \text{ kN/m}^2)$;
- Moments d'inertie identiques pour toutes les sections traversées ;
- Rapport des portées successives $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$;
- Fissuration non préjudiciable (état limite de service non vérifié).

• Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq M_0 \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq M_0 \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

Avec :

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

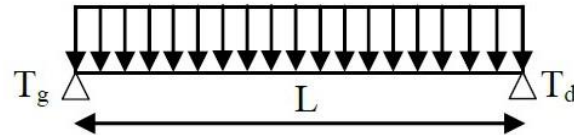
M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : moment sur l'appui droit de la travée

$\alpha = Q / (G+Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

- Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales, le règlement BAEL 91 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :



$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

IV.3.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

Plancher (du 1^{er} au 9^{ème} étage) : $G = 5,04 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,08 \text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.

Plancher terrasse : $G = 5,2 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,4 \text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.

- Poutrelle à inertie constante ($I = C^{\text{ste}}$).....Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable.....Condition vérifiée.
- $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$Condition non vérifiée.

Puisque le rapport $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ non satisfait on utilisera les valeurs forfaitaires pour le calcul des planchers.

IV.3.2 Détermination des sollicitations :

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	E.L.U qu = (1.35G+1.5Q)b (KN/m)	E.L.S qs = (G+Q)b (KN/m)
Terrasse accessible	5,32	1	0,65	5,65	4,11
Etage courant	5,04	1,5	0,65	5,90	4,26

Tableau IV- 1 : Différentes charges des poutrelles.

IV.4 Plancher étage courant : (exemple type 2) :

On a 3 types de poutrelles :

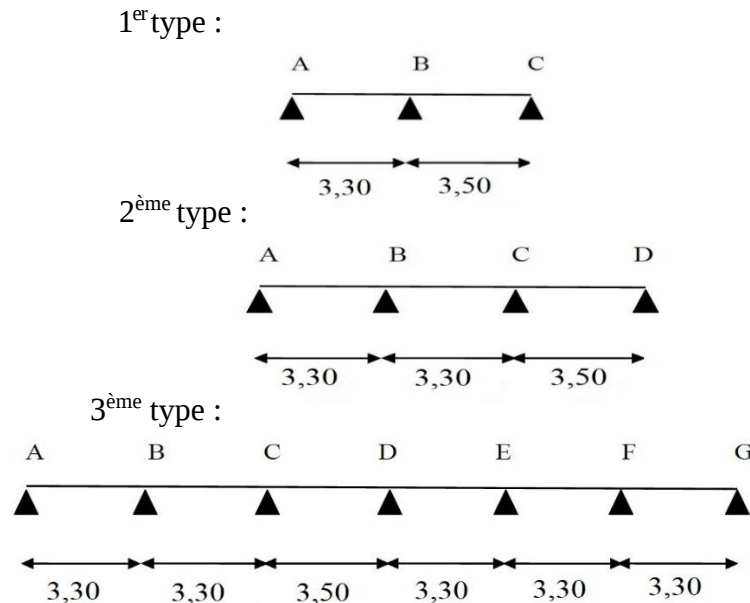


Figure IV - 3 : Schémas des types des poutrelles.

On utilise la méthode forfaitaire:

IV.4.1 A l'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_{0AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 3,3^2}{8} = 8,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 3,3^2}{8} = 8,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 3,5^2}{8} = 9,03 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis:**

$$M_A = 0,2 \times M_{0AB} = 0,2 \times 8,03 = 1,61 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \times \max (M_{AB} ; M_{BC}) = 0,5 \times 8,03 = 4,02 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \times \max (M_{BC} ; M_{CD}) = 0,5 \times 9,03 = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 \times M_{0CD} = 0,2 \times 9,03 = 1,81 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,04 + 1,5} = 0,23$$

$$\begin{cases} \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,23}{2} = 0,63 \dots \dots \dots (T \text{ rive}) \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,23}{2} = 0,53 \dots \dots \dots (T \text{ int}) \end{cases}$$

Travée (AB) :

$$1 - M_{tAB} \geq \max\{1,05 M_{0AB}; (1 + 0,3\alpha)M_{0AB}\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max\{1,05 \times 8,03; (1 + 0,3 \times 0,23) \times 8,03\} - \frac{1,61 + 4,02}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max: 5,77 \text{ KN.m}$$

$$2 - M_{tAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{0AB} = 0,63 \times 8,03 = 5,06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{tAB} \geq 5,77 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) :

$$1 - M_{tBC} \geq \max\{1,05 M_{0BC}; (1 + 0,3\alpha)M_{0BC}\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max\{1,05 \times 8,03; (1 + 0,3 \times 0,23) \times 8,03\} - \frac{4,02 + 4,52}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max: 4,31 \text{ KN.m}$$

$$2 - M_{tBC} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{0BC} = 0,53 \times 8,03 = 4,26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{tBC} \geq 4,31 \text{ KN.m}$$

Travée (CD) :

$$1 - M_{tCD} \geq \max\{1,05 M_{0CD}; (1 + 0,3\alpha)M_{0CD}\} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max\{1,05 \times 9,03; (1 + 0,3 \times 0,23) \times 9,03\} - \frac{4,52 + 1,81}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max: 6,49 \text{ KN.m}$$

$$2 - M_{tCD} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{0CD} = 0,63 \times 9,03 = 5,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{tCD} \geq 6,49 \text{ KN.m}$$

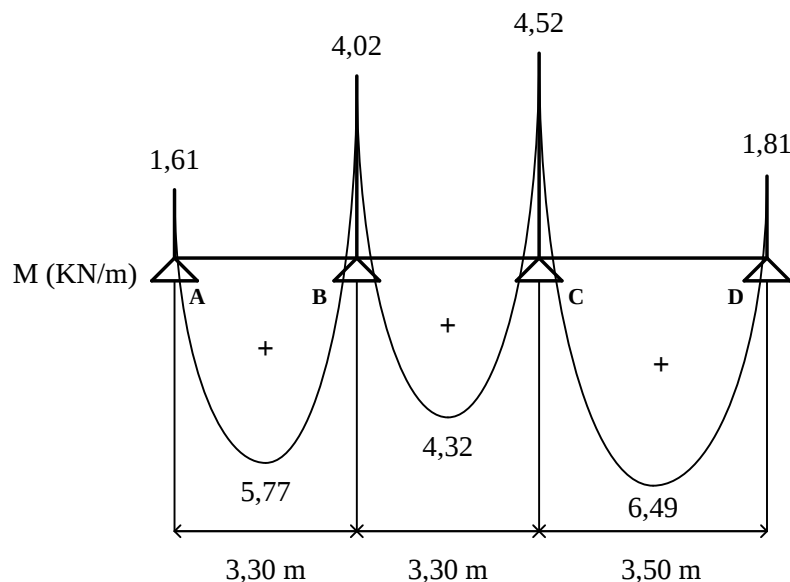


Figure IV - 4 : Diagramme des moments du type 2 du plancher étage.

- L'effort tranchant :

Travée (AB) :

$$T_w = \frac{M_A - M_B}{L} + \frac{q \times l}{2} = \frac{1,61 - 4,02}{3,3} + \frac{5,90 \times 3,3}{2} = 9 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_A - M_B}{L} - \frac{q \times l}{2} = \frac{1,61 - 4,02}{3,3} - \frac{5,90 \times 3,3}{2} = -10,47 \text{ KN}$$

Travée (BC) :

$$T_w = \frac{M_B - M_C}{L} + \frac{q \times l}{2} = \frac{4,02 - 4,52}{3,3} + \frac{5,90 \times 3,3}{2} = 9,58 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_B - M_C}{L} - \frac{q \times l}{2} = \frac{4,02 - 4,52}{3,3} - \frac{5,90 \times 3,3}{2} = -9,89 \text{ KN}$$

Travée (CD) :

$$T_w = \frac{M_C - M_D}{L} + \frac{q \times l}{2} = \frac{4,52 - 1,81}{3,5} + \frac{5,90 \times 3,5}{2} = 11,10 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_C - M_D}{L} - \frac{q \times l}{2} = \frac{4,52 - 1,81}{3,5} - \frac{5,90 \times 3,5}{2} = -9,55 \text{ KN}$$

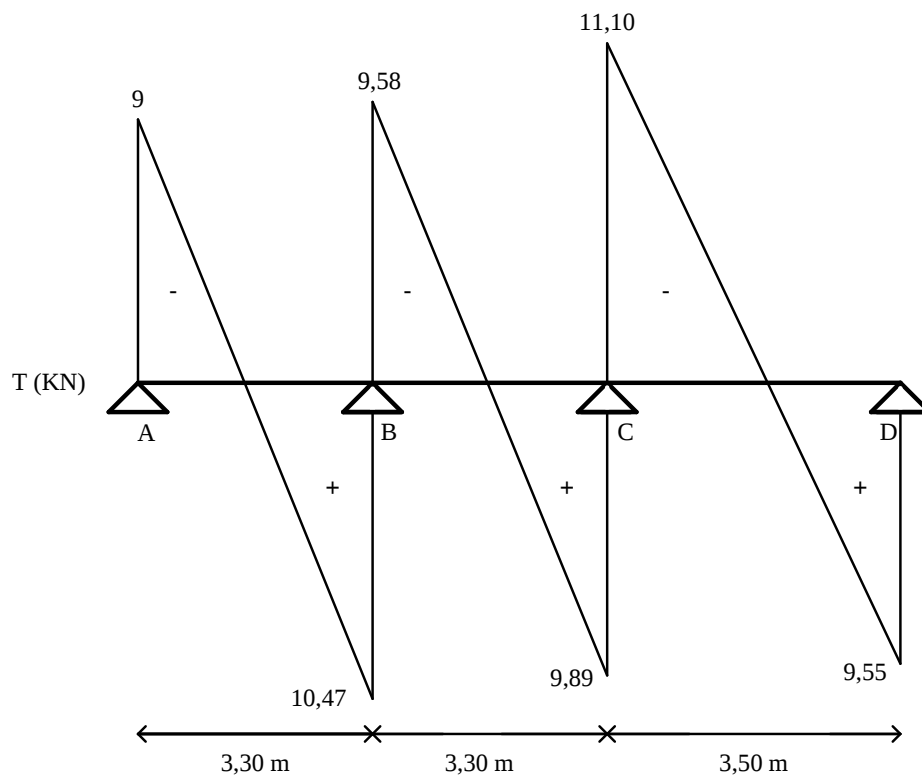


Figure IV - 5 : Diagramme des efforts tranchants du type 2 du plancher étage.

IV.4.2 Calcul des armatures longitudinales :

IV.4.2.1 A l'ELU :

Le ferrailage sera calculé en fonction des sollicitations les plus défavorables et pour des raisons d'exécution, le ferrailage adopté sera généralisé sur toutes les poutrelles.

- **En travée :**

Pour une section en T, il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_t = 6,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ rive}} = 1,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ int}} = 5,42 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 6,49 < 58,95$$

Donc : l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{6,49 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 65} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$$

$$\beta = 0,989 \text{ (Du tableau)} \quad A_s' = 0$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,49 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,048 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T10** $\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

IV.4.2.2 Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V' \times f_e}$$

$$V' = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + (b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right))}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + (12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2}\right))}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))}$$

$$V' = 13,75 \text{ cm}$$

$$V = h_t - V' = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times V_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times 6,25^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1,048 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,37 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend: **3T10** : $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

- **Appuis intermédiaires** : $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ int}} = 5,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5,42 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,098 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta = 0,948$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ int}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,42 \times 10^3}{0,948 \times 18 \times 348} = 0,913 \text{ cm}^2$$

IV.4.2.3 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2 < A_s = 0,913 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0,913 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour **1T10** filante + **1T10** chapeau : $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

- **Appuis de rive** : $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ rive}} = 1,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,81 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,81 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2$$

IV.4.2.4 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_{s \text{ cal}} = 0,29 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

On prend : $A_s = A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$.

On opte pour **1T12** filante : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

IV.4.3 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = 4,7 \text{ KN.m}$$

1- Position de l'axe neutre:

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5y^2 - 15 \times 2,36(18 - y) = 0 \Rightarrow 32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$y = 3,92 \text{ cm}$$

$y = 3,92 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

2- Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2 = \frac{65(3,92)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 3,92)^2 = 8323,04 \text{ cm}^4$$

3- Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{4,7 \times 10^3}{8323,04} \times 3,92 = 2,21 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

4- Pour les aciers tendus : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{4,7}{8323,04} \times (18 - 3,92) = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \text{ MPa} \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$;

$$\eta = 1,6; \overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa} \} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

5- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} > \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{350} = 0,06 > \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} > \frac{M_{ser}}{15M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{350} = 0,06 > \frac{4,7}{15 \times 6,52} \Rightarrow 0,05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_{s,max}}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} 0,011 > \frac{3,6}{400} \Rightarrow 0,009 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

6- Calcul de la flèche: $f_{cal} < \overline{f_{adm}}$:

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{tj}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{4,26 \times 3,50^4}{32164,20 \times 15486,91} = 1,67 \times 10^{-8} \text{ mm}$$

$$\overline{f_{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{3500}{200} = 17,5 \text{ mm}$$

$$F_{cal} = 1,67 \times 10^{-8} \text{ mm} < \overline{f_{adm}} = 17,5 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

7- Contrainte de cisaillement : (effort tranchant) :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 11,36 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{11,36 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

8- Armatures transversales A_t (Armatures de l'âme) :

Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l\right) \text{ en mm}$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) \leq 5,71 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

9- Espacements des cadres :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) :$$

$$S_t \leq \min(16,2; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm donc on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

D'après le RPA99/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(10\Phi_l; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

TYPE	Travée	L(m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e
1	AB	3,3	8,03	5,07	1,61	5,42	8,58	-10,89	5,80	3,66	1,16	3,91	6,20	-7,86
	BC	3,5	9,03	6,04	5,42	1,81	11,36	-9,29	6,52	4,36	3,91	1,30	8,20	-6,71
2	AB	3,3	8,03	5,77	1,61	4,02	9	-10,47	5,80	4,17	1,16	2,90	6,50	-7,56
	BC	3,3	8,03	4,32	4,02	4,52	9,58	-9,89	5,80	3,12	2,90	3,26	6,92	-7,14
	CD	3,5	9,03	6,49	4,52	1,81	11,10	-9,55	5,80	4,69	3,26	1,30	8,02	-6,90
3	AB	3,3	8,03	5,77	1,61	4,02	9	-10,47	5,80	4,17	1,16	2,90	6,50	-7,56
	BC	3,3	8,03	4,77	4,02	3,61	9,86	-9,61	5,80	3,45	2,90	2,91	7,12	-6,94
	CD	3,5	9,03	6,05	3,61	3,61	10,33	-10,33	6,52	4,36	2,91	2,61	7,46	-7,46
	DE	3,3	8,03	5,18	3,61	3,21	9,86	-9,61	5,80	3,74	2,61	2,32	7,12	-6,94
	EF	3,3	8,03	4,97	3,21	4,02	9,49	-9,98	5,80	3,59	2,32	2,90	6,85	-7,20
	FG	3,3	8,03	5,77	4,02	1,61	10,47	-9	5,80	4,17	2,90	1,16	7,56	-6,50

Tableau IV - 2 : Résultats obtenus (plancher étage courant).

IV.5 Plancher terrasse accessible :

$$\begin{cases} q_u = 5,65 \text{ KN/m} \\ q_s = 4,11 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les sollicitations qui agissent sur la terrasse sont calculées à l'aide du logiciel RDM6.

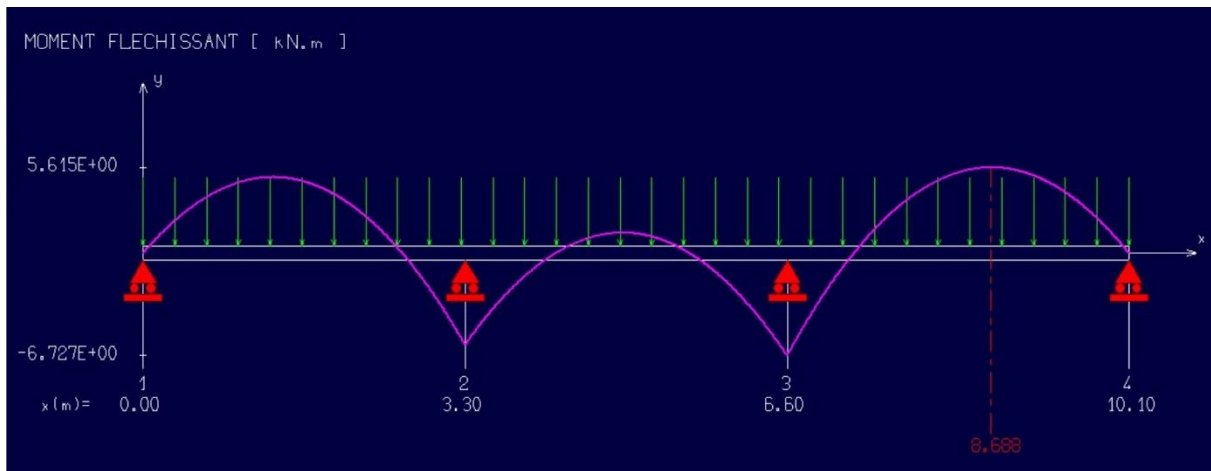


Figure IV - 6 : Diagramme moment fléchissant terrasse accessible.

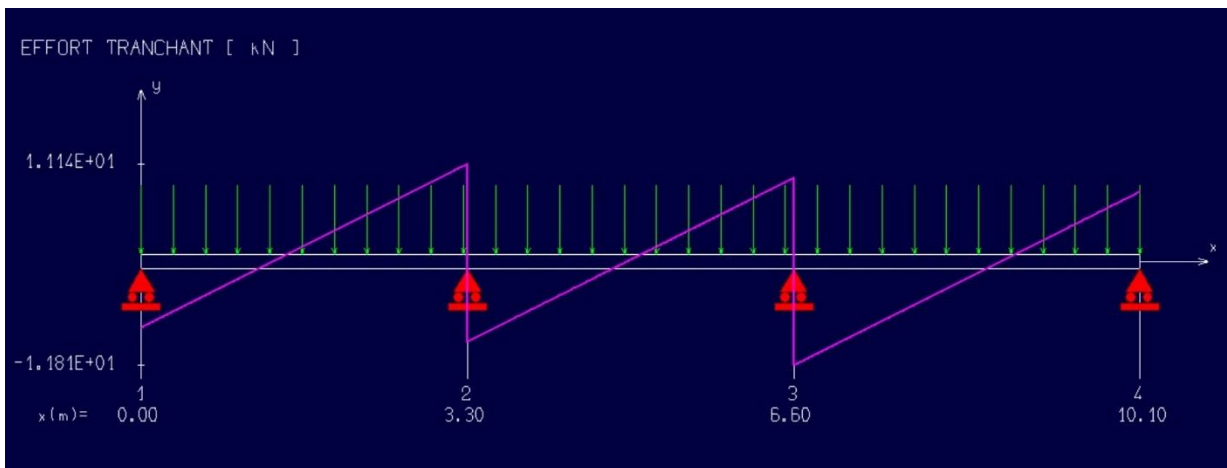


Figure IV - 7 : Diagramme effort tranchant terrasse accessible.

Type	ELU				ELS			
	M _t	M _a	T _g	T _d	M _t	M _a	T _g	T _d
Type 1	4,75	7,71	11,51	11,11	3,67	5,95	8,89	8,59
Type 2	5,62	6,73	11,81	11,14	4,08	4,89	8,59	8,11
Type 3	4,82	6,54	11,30	11,26	3,51	4,75	8,22	8,19

Tableau IV - 3 : Résultats obtenus (plancher terrasse).

Les sollicitations retenues pour le calcul de ferrailages sont :

- A l'ELU :

$$\begin{cases} M_t = 5,62 \text{ KN.m} \\ M_a = 6,73 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 1,73 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max appuis}} = -11,81 \text{ KN} \\ T_{\text{max travée}} = 11,14 \text{ KN} \end{cases}$$

- A l'ELS :

$$\begin{cases} M_t = 4,08 \text{ KN.m} \\ M_a = 4,89 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 1,26 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 8,89 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5.1 Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

IV.5.1.1 Armatures longitudinales :

➤ En travée : $M_t = 5,62 \text{ KN.m}$

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\text{max})} = 5,62 \text{ KN.m} < M_{\text{table}} = 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$d = 0,9h_t = 18 \text{ cm}; \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5,62 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{t\text{max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,62 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

IV.5.2 Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\text{min}} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V' \times f_e}$$

$$\begin{aligned} V' &= \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + (b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right))}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))} \\ &= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + (12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2}\right))}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} \end{aligned}$$

$$V' = 13,75 \text{ cm}$$

$$V = h_t - V' = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times V_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times 6,25^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400}$$

$$A_{min} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,91 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend: } 3\text{T}10 : A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ Appuis de rive : } (b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$M_{a \text{ rive}} = 1,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,73 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,73 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

IV.5.3 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s \text{ cal}} = 0,28 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\text{On utilise : } A_s = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } 1\text{T}12 \text{ filante : } A_s = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ Appuis intermédiaires : } (b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$M_{a \text{ int}} = 6,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ int}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,73 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta = 0,935$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ int}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,73 \times 10^3}{0,935 \times 18 \times 348} = 1,15 \text{ cm}^2$$

IV.5.4 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour } 2\text{T}12 : A_s = 2,26 \text{ cm}^2.$$

IV.6 Vérification des contraintes à l'ELS :

1- Contrainte de cisaillement (effort tranchant) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

τ_u : L'effort tranchant maximal :

Plancher terrasse :

$$T_u = 8,89 \text{ KN};$$

$$\tau_u = \frac{8,89 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,412 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable.

$$M_{t \text{ ser}} = 4,08 \text{ KN.m.}$$

1- Position de l'axe neutre :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,412 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

2- Position de l'axe neutre

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 1,92 \text{ cm}^2 ; d = 18.$$

$$32,5y^2 - 15 \times 1,92(18 - y) = 0 \Rightarrow 32,5y^2 + 38,8y - 518,4 = 0$$

$$y = 3,58 \text{ cm}$$

$$y = 3,58 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{l'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

3- Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \times y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 = \frac{65 \times (3,58)^3}{3} + 15 \times 1,92(18 - 3,58)^2 = 6982,69 \text{ cm}^4.$$

4- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_s = 8,89 \text{ KN.}$$

$$M_{appui} = 1,26 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9 \times d} = \frac{1,26}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 7,78 \text{ KN.}$$

$$F_u = 7,78 < 8,89 \text{ KN.}$$

Les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction.

5- Compression de la bielle d'about :

$$\sigma_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 8,89 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,010 = 1 \text{ cm.}$$

$$a = \min(a'; 0; 9d)$$

$$c = 50 \text{ cm}; c' = 2 \text{ cm.}$$

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm.}$$

$$a = \min(46 \text{ cm}; 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm.}$$

$$a = 16,2 \text{ cm} > 1,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

6- Entraînement des armatures :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9 \times d \times \mu \times n} = \frac{8,89 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 1 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,583 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,583 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

7- Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm.}$

8- Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$:

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{4,08 \times 10^3}{6982,69} \times 3,58 = 2,09 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,09 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

9- Pour les aciers tendus : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$:

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{4,08}{6982,69} \times (18 - 3,58) = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \text{ MPa} \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{266,67 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 0,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

10- Détermination du ferrailage (armatures transversales A_t) :**Diamètre :**

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L)$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Espacements des cadres :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

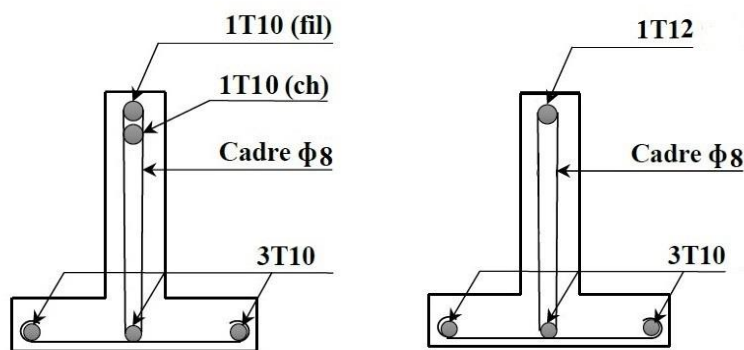
$$S_t \leq \min(16,2 ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm, donc on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

D'après le RPA99/V2003 :

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min(10\Phi_L ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

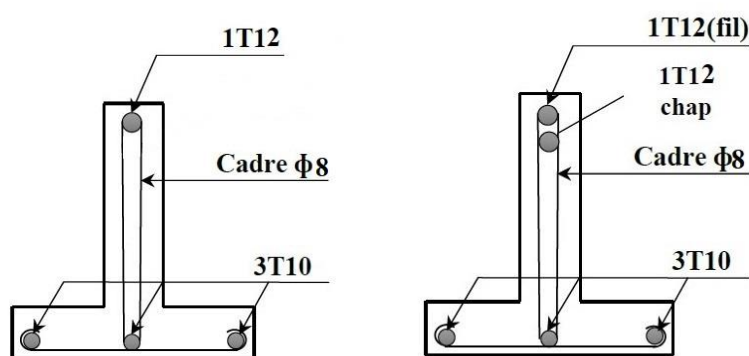
$$\text{En zone courante: } S_t \leq 15\Phi_L \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

IV.7 Disposition du ferrailage :

Appui de rive

Appui intermédiaire

Figure IV - 8 : Disposition du ferrailage étage courant.



Appui de rive

Appui intermédiaire

Figure IV - 9 : Disposition du ferrailage terrasse accessible.

IV.7.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit présenter une épaisseur minimale de 4 cm et être armée par un treillis de barres disposées en quadrillage. Les espacements des armatures sont limités à :

20 cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;

33 cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

IV.7.2 Section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \text{ (cm}^2\text{/ml) si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4L/f_e \text{ (cm}^2\text{/ml) si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm avec :}$$

L : l'écartement entre axe des nervures.

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On prend : } A_{\perp} = 5\Phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

IV.7.3 Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq A_{\perp}/2$$

$$A_{\parallel} \geq 1,41 / 2 = 0,7 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

$$\text{On prend : } A_{\parallel} = 5\Phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

On prend un quadrillage de section 5Φ6 avec un espacement de 20 cm.

Chapitre V :

Etude sismique

V.1. Introduction :

Le séisme est une vibration du sol résultant d'une libération brutale d'énergie due à la rupture de roches en profondeur, provoquée par les mouvements et frictions entre les plaques tectoniques. Ce phénomène, à la fois imprévisible et potentiellement destructeur, peut entraîner des dommages importants aux structures ainsi que des pertes humaines.

Le projet étudié est situé à Alger, classée en zone sismique III selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003), ce qui implique des exigences particulières en matière de conception et de renforcement parasismique.

V.2. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être effectué selon l'une des trois méthodes proposées par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode dynamique :

Le calcul dynamique a pour objectif de déterminer les modes propres de vibration de la structure, qu'ils soient de translation ou de torsion. Cette analyse est effectuée à l'aide du logiciel ETABS v9.6, en s'appuyant sur une modélisation tridimensionnelle avec encastrement à la base.

Les masses sont supposées concentrées aux centres de gravité des planchers, chaque nœud disposant de trois degrés de liberté : deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical.

V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Le présent projet est implanté à Alger classé en Zone III.
- Le bâtiment est à usage multiple classé dans le Groupe 2.
- Le bâtiment est en présence d'un sol meuble catégorie S3.

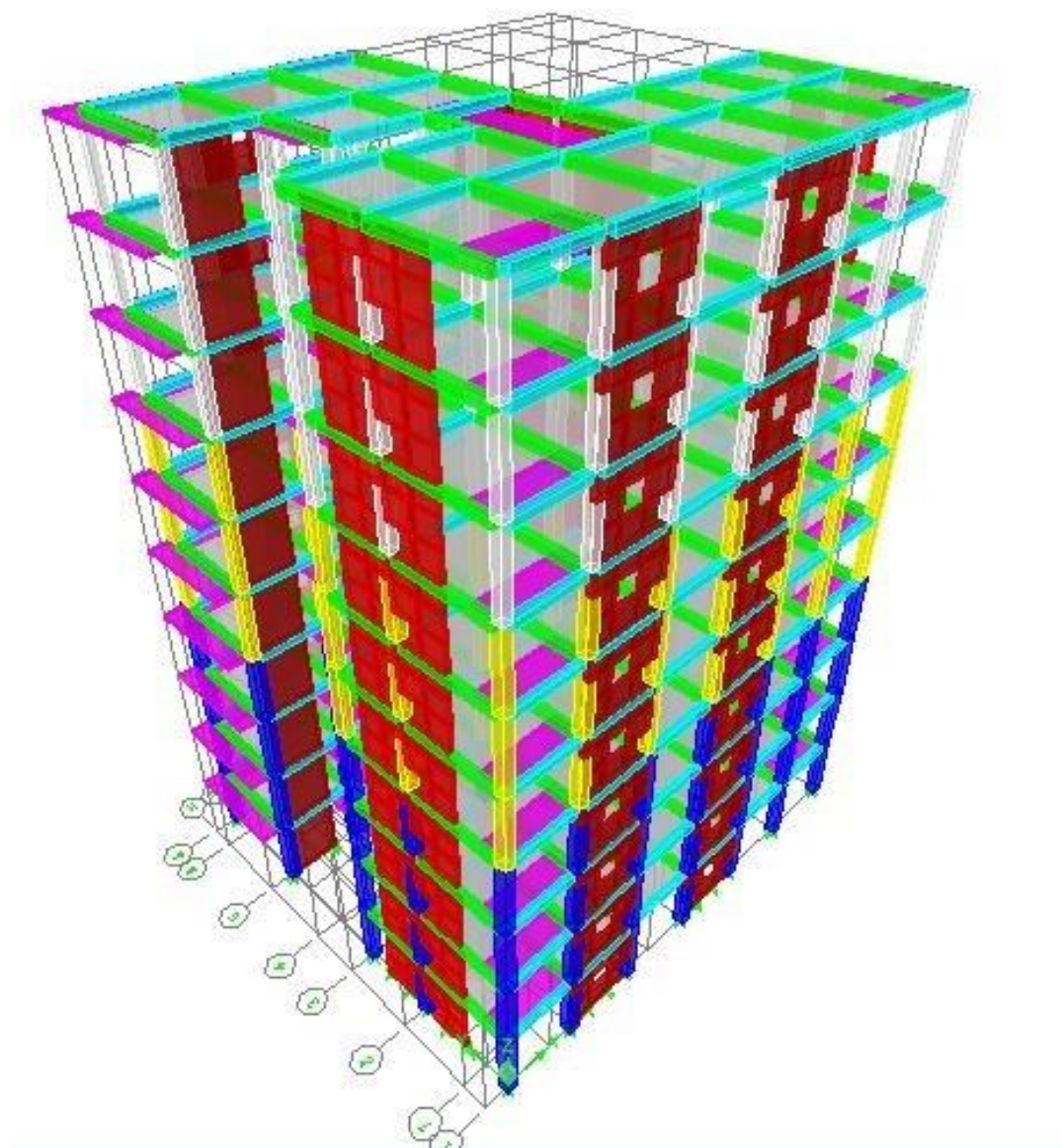


Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

V.4. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

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

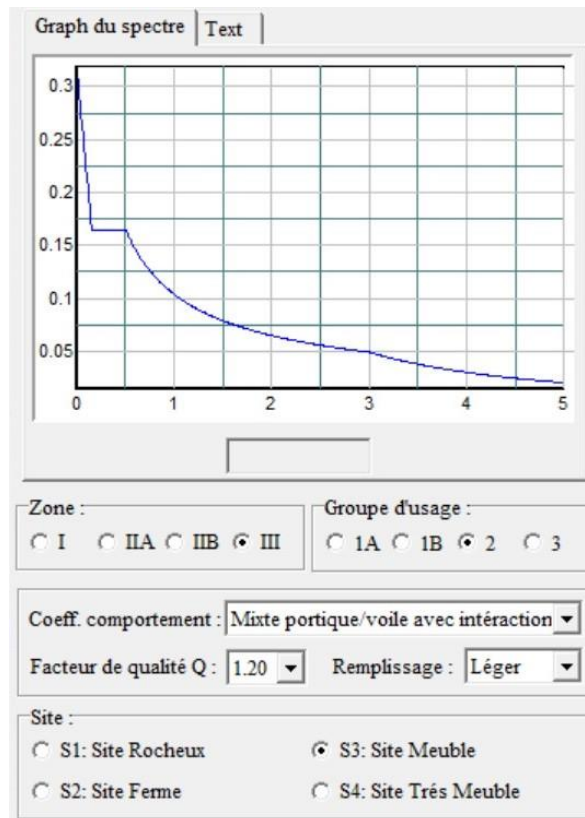


Figure V.2: Courbe de spectre de réponse.

$$\frac{\delta a}{g} \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{Si } 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 < T < 3,0 \text{ sec} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (tableau 4.2)

remplissage	Portique		Voiles et murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.1: Pourcentage d'amortissement critique

On prend : $\xi = 10$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,70$

Facteur de qualité Q :

Critère q	P_q	
	Direction (XX)	Direction (YY)
Conditions minimales sur les filles de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Control de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Control de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

Tableau V.2: Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie du site.

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

Tableau V.3: Valeurs de T1 et T2

Sol meuble $\Rightarrow$ Site : S3

Donc : $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont données comme suite :

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,20
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.4: Coefficient d'accélération de zone « A »

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\begin{cases} \text{Zone sismique III} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,20$$

Coefficient de comportement de la structure :

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3) :

Mixte portiques/voiles avec interaction : $R=5$

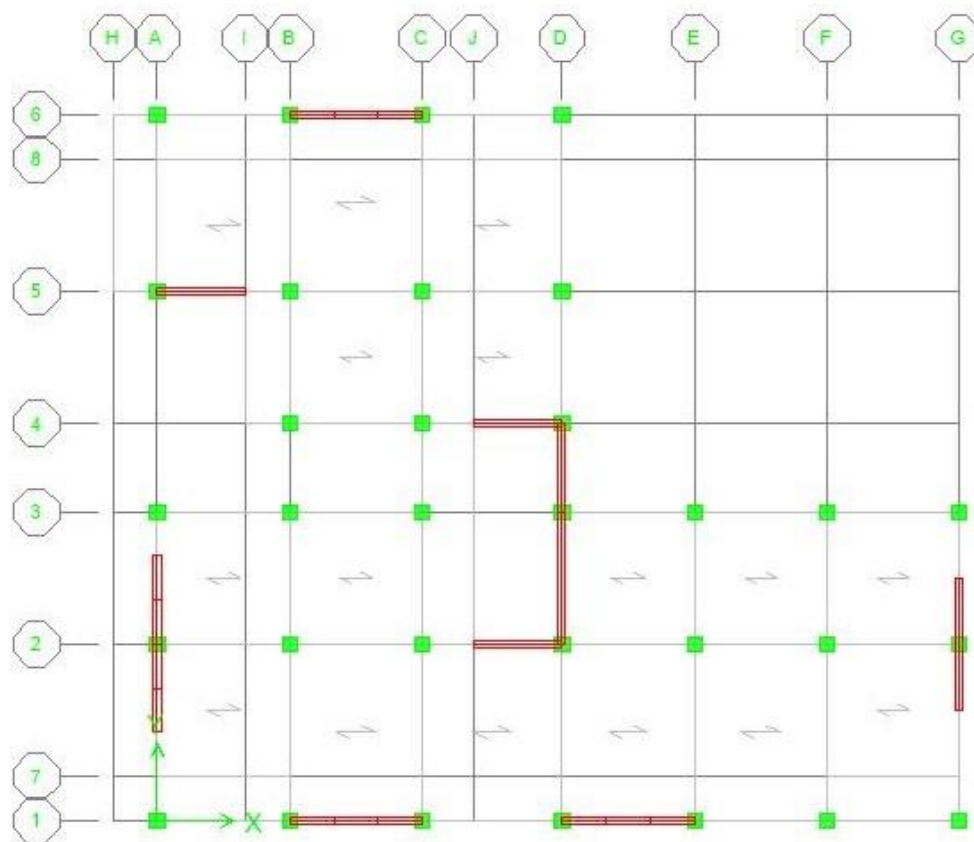


Figure V.3 Disposition des voiles de contreventement

les résultats :

• Périodes et somme des masses modales effectives :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.773961	63.6293	2.0246	63.6293	2.0246
2	0.707962	4.7057	31.0864	68.3351	33.1109
3	0.605829	0.0083	35.4125	68.3433	68.5235
4	0.193247	16.9358	0.2659	85.2791	68.7893
5	0.176496	0.7555	8.353	86.0346	77.1424
6	0.151274	0.0321	10.5783	86.0667	87.7207
7	0.085886	6.383	0.0718	92.4497	87.7925
8	0.079304	0.2556	3.5287	92.7053	91.3212
9	0.069016	0.0312	2.5465	92.7365	93.8678
10	0.051258	3.1686	0.0507	95.9051	93.9184
11	0.048512	0.1304	2.0878	96.0355	96.0062
12	0.042041	0.0216	0.6962	96.057	96.7024

Tableau V.5 : Période fondamentale de la structure et somme des masses modales.

V.5 justification de la sécurité :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

La période fondamentale T (dyn)= **0,774s**.

La période fondamentale T (dyn)= **0,774s**.

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,075
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0,085
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,050

Tableau V.6: Valeurs du coefficient C_T

Estimation de la période fondamentale de la structure (4.2.4 RPA99/V2003) :

La valeur de T de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 34 \text{ m}$

C_T : le coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/V2003.

$C_T = 0,05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles).

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$D_x = 21,8 \text{ m}$ et $D_y = 19,2 \text{ m}$

Sens x :

$$T_x = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times (34)^{\frac{3}{4}} = 0,70 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{34}{\sqrt{21,8}} = 0,66 \text{ s} \end{array} \right. \Rightarrow T_x = 0,66 \text{ s}$$

Sens y :

$$T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times (34)^{\frac{3}{4}} = 0,70 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{34}{\sqrt{19,2}} = 0,70 \text{ s} \end{array} \right. \Rightarrow T_y = 0,70 \text{ s}$$

V.6 Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

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

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4-7 ; RPA 99 V2003).

On a :

Sol meuble $\Rightarrow$ Site : S3

$\{ T_1 = 0,15 \text{ sec}$

$\{ T_2 = 0,50 \text{ sec}$

Donc : $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow 0,50 \leq 0,66 \leq 3,0 \text{ sec}$

Donc : $D_x = D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,50}{0,66}\right)^{2/3} = 1,58$

Détermination du poids total de la structure :

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y
STORY 1	D1	360.407	360.407
STORY 2	D2	360.407	360.407
STORY 3	D3	360.407	360.407
STORY 4	D4	353.8197	353.8197
STORY 5	D5	347.9187	347.9187
STORY 6	D6	347.9187	347.9187
STORY 7	D7	342.0247	342.0247
STORY 8	D8	336.8172	336.8172
STORY 9	D9	336.8172	336.8172
STORY 10	D10	279.6968	279.6968

Tableau V.7 : Poids de la structure.

$$W = \sum_8^1 M \times g = 3426,234 \times 9,81 = 33611,36 \text{ KN}$$

V.7 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Par la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0,20 \times 1,58 \times 1,20}{5} \times 33611,36 = 2549,09 \text{ KN}$$

Vérification de la résultante des forces sismiques :

L'interprétation des résultats d'Etabs 9.6.0 nous donne la résultante des forces sismiques à la base:

$$\text{Sens xx : } V_{dyx} = 3690.01 \text{ KN}$$

$$\text{Sens yy : } V_{dy} = 3421.18 \text{ KN}$$

$$V_{dy} \geq 80\% V_{st} \Rightarrow \begin{cases} V_{dyx} = 3690.01 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 2039,27 \text{ KN} \\ V_{dy} = 3421.18 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 2039,27 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification de la période :

$$T_{dy} = 0.774 \text{ s} < 1.3T_x = 1.3 \times 0.66 = 0.858 \text{ s} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$T_{dy} = 0.774 \text{ s} < 1.3T_y = 1.3 \times 0.70 = 0.91 \text{ s} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les coefficients de participation modale :**Sens longitudinal (X) :**

$$\sum \alpha = 92.71\% > 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens transversal (Y) :

$$\sum \alpha = 91.32\% > 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.8. Calcul et vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

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

$$\text{avec : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement ; $R = 5$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

$$\Delta k = R(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq 1\%h_e \quad (\text{hauteur étage } h_e = 3,40 \text{ m})$$

Niveau	Sens longitudinale (x)		Sens transversal (y)		1%h _e
	δ_K	ΔK (m)	δ_K	ΔK (m)	
9	0.019	0.005	0.013	0.0025	0.0340
8	0.02	0.0025	0.0135	0.0025	0.0340
7	0.0205	0.0025	0.014	0.0025	0.0340
6	0.021	0.0025	0.0145	0.005	0.0340
5	0.0205	0.005	0.0135	0.0025	0.0340
4	0.0195	0.0075	0.013	0.005	0.0340
3	0.018	0.0150	0.012	0.0100	0.0340
2	0.015	0.0225	0.01	0.0125	0.0340
1	0.0105	0.0275	0.0075	0.0200	0.0340
RDC	0.005	0.025	0.0035	0.0175	0.0340

Tableau V.8 : Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Selon le critère de justification de sécurité du RPA99/V2003 (Article 5.10) :

$$\Delta K < 1\%h_e = 0.0340m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;

Δ_k: Déplacement relatif au niveau « k » ;

h_k:Hauteur d'étage « k » ; $h_e = 3,40 \text{ m}$

- Si $0.10 \leq \theta \leq 0.20$; les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés à partir d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur d'amplification : $1/(1 - \theta_k)$
- $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	P _k	V _x	V _y
9	2743,83	776.41	687.26
8	3304,18	1426.42	1298.51
7	3304,18	1918.78	1771.32
6	3355,26	2337.13	2169.89
5	3413,08	2690.74	2505.32
4	3470,97	2992.27	2786.17
3	3470,97	3249.33	3022.07
2	3535,59	3456.52	3209.5
1	3535,59	3613.45	3349.77
RDC	3535,59	3690.01	3421.18

Tableau V.9 : Poids et effort tranchant de chaque niveau.

Niveau	Sens longitudinal (x)	Sens transversal (y)	RPA 99/2003
	θ_x	θ_y	
9	0.0052	0.0029	0.10
8	0.0017	0.0019	0.10
7	0.0013	0.0014	0.10
6	0.0011	0.0023	0.10
5	0.0019	0.0010	0.10
4	0.0026	0.0018	0.10
3	0.0047	0.0034	0.10
2	0.0068	0.0041	0.10
1	0.0079	0.0062	0.10
RDC	0.0070	0.0053	0.10

Tableau V.10 : L'effet P-Δ dans les deux sens.

($\theta < 0.10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligé pour notre cas.

V.10. Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion :

STORY	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}
STORY 1	8.951	7.981	10.309	7.885
STORY 2	8.951	7.981	10.191	7.621
STORY 3	8.951	7.981	10.257	7.575
STORY 4	8.946	7.979	10.31	7.577
STORY 5	8.942	7.977	10.344	7.583
STORY 6	8.942	7.977	10.362	7.586
STORY 7	8.937	7.975	10.373	7.585
STORY 8	8.933	7.972	10.382	7.58
STORY 9	8.933	7.972	10.39	7.573
STORY 10	8.98	7.988	10.398	7.565

Tableau V.11 : Excentricité de torsion de chaque étage.

Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

L'excentricité est définie comme la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion.

Pour les structures dotées de planchers rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides), il est admis que, à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces sismiques horizontales présente une excentricité vis-à-vis du centre de torsion. Cette excentricité est prise comme la plus grande des deux valeurs suivantes : [RPA99/v2003 (article 4.3.7)] :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à l'étage considéré (à considérer de part et d'autre du centre de torsion) ;
- L'excentricité théorique déterminée à partir des plans de la structure.

L'excentricité théorique :

Calculée précédemment (Tableau V.7)

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

L'excentricité accidentelle :

Fixée par le RPA99/v2003 à 5%L

Sens X : $e_x = 0,05L_x$

Sens Y : $e_y = 0,05L_y$

STORY	Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle	
	e_{xth}	e_{yth}	e_{xac}	e_{yac}
STORY 1	1.358	0.096	1.09	0.96
STORY 2	1.24	0.36	1.09	0.96
STORY 3	1.306	0.406	1.09	0.96
STORY 4	1.364	0.402	1.09	0.96
STORY 5	1.402	0.394	1.09	0.96
STORY 6	1.42	0.391	1.09	0.96
STORY 7	1.436	0.39	1.09	0.96
STORY 8	1.449	0.392	1.09	0.96
STORY 9	1.457	0.399	1.09	0.96
STORY 10	1.418	0.423	1.09	0.96

Tableau V.12: Excentricité théorique et accidentelle.

À la lumière des résultats issus de l'analyse dynamique, il ressort que la structure présente une capacité suffisante pour résister aux actions sismiques extérieures. En conséquence, les calculs de dimensionnement seront poursuivis en s'appuyant sur les efforts internes extraits du modèle numérique sous ETABS.

Chapitre VI :

Etude des portiques

VI.1. Introduction :

La sécurité d'une structure face à l'action sismique repose sur la vérification simultanée de plusieurs critères : la résistance des éléments porteurs, la ductilité, l'équilibre global, la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, le contrôle des déformations et la stabilité de forme. Ces exigences garantissent un comportement adéquat en cas de séisme. Les règlements en vigueur, notamment le BAEL 91 et le RPA 99 version 2003, imposent également un certain nombre de combinaisons d'actions à considérer lors du dimensionnement pour assurer la fiabilité de l'ouvrage.

VI.2. Combinaisons des charges :

Règlement BAEL 91 : Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes (**G**) et les charges d'exploitation (**Q**)

- $1,35G + 1,5Q$ à l'E.L.U
- $G + Q$ à l'E.L.S

Règlement RPA 99 : Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques (**E**)

- **Les poutres :**

Sollicitation du 1^{er} genre combinaison normale (BAEL 91) : $1,35G + 1,5Q$

Sollicitation du 2^{ème} genre combinaison accidentelle [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

- **Les poteaux :**

Sollicitation du 1^{er} genre combinaison normale (BAEL 91) : $1,35G + 1,5Q$

Sollicitation du 2^{ème} genre combinaison accidentelle [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Effort sismique.

VI.3. Ferrailage des poutres :

- **Méthode de calcul :**

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, est la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre :

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment maximal correspondant M_{Sp1}
- Sollicitation du 2^{ème} genre $\begin{cases} S_{p1} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment maximal correspondant M_{Sp2}
- ❖ Si $\frac{M_{Sp2}}{M_{Sp1}} < 1,5$: on détermine les armatures sous S_{p1}
- ❖ Si $\frac{M_{Sp2}}{M_{Sp1}} > 1,5$: on détermine les armatures sous S_{p2}

Situation accidentelle				Situation normale ou durable			
γ_s	γ_b	σ_s	σ_b	γ_s	γ_b	σ_s	σ_b
1	1,15	400	18,48	1,15	1,5	348	14,17

VI.3.1 Les armatures Longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0.5\%(b \times h)$
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\%(b \times h)$: zone courante.

$A_{max2} = 6\%(b \times h)$: zone de recouvrement

VI.3.2 Poutres principales : (30x45) cm² : (plancher terrasse)

Poutres principales intermédiaires : (30 × 40) cm²

➤ **Exemple de calcul :**

Une seule poutre sera étudiée en détail à titre d'exemple, tandis que les résultats relatifs aux autres poutres seront présentés de manière synthétique sous forme de tableau. L'exemple suivant concerne une poutre principale rive, pour laquelle les moments fléchissants M_{sp1} et M_{sp2} ont été extraits du logiciel ETABS.

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) = 0,5\%(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%(b \times h) = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2} = 6\%(b \times h) = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

• **En travée :**

$$\begin{cases} M_{tsp1} = 31 \text{ KN.m} \\ M_{tsp2} = 18,74 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = \frac{18,74}{31} = 0,6 < 1,15 : \text{le calcul se fait sous Sp1.}$$

$$\mu = \frac{M_{tsp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{31 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056}) = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,072 = 0,971$$

$$A_s = \frac{M_{tsp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31 \times 10^3}{0,971 \times 36 \times 348} = 2,55 \text{ cm}^2$$

on prend : **3T12** → $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

• **Sur appuis :**

$$\begin{cases} M_{asp1} = 48,20 \\ M_{asp2} = 106,33 \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{asp2}}{M_{asp1}} = \frac{106,33}{48,20} = 2,21 > 1,15 : \text{le calcul se fait sous Sp2}$$

$$\mu = \frac{M_{asp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{106,33 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18,48} = 0,148 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,148}) = 0,201$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,201 = 0,919$$

$$A_s = \frac{M_{asp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{106,33 \times 10^3}{0,919 \times 36 \times 400} = 8,03 \text{ cm}^2$$

on prend : **3T14 + 3T14** → $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

VI.3. 3 Vérification du ferrailage de la poutre :• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 1,30 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12,63 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{53,33 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,49 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{0,13f_{c28}; 5 \text{ MPA}\} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{3,25 \text{ MPA}; 5 \text{ MPA}\} = 3,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,49 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \Phi_1\right\} = \min\{11,35 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t \leq 11,35 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{32,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 32,4 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 30 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_1\right\} = \min\{10 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section d'armatures minimales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} > \frac{\tau_u - 0,3k \times f_{tj}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

$K = 1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = \min(2,1 \text{ MPA}; 3,3 \text{ MPA}) = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha$$

$$f_e = 235 \text{ MPA}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ MPA}$$

$$(1) \dots \dots \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,49 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0,023 \text{ cm}$$

- **Pourcentage minimale des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_b} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA}\right) = \max(0,25 \text{ MPA}; 0,4 \text{ MPA}) = 0,4 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,05 \text{ cm}, \text{ on prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,5 \text{ cm}^2 \quad \begin{cases} 4\Phi 8 = 2,84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit noté L_s est la longueur sur laquelle il faut associer l'acier et le béton pour qu'à la sortie de l'ancrage, l'acier puisse travailler en traction à sa limite de calcul. La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPA} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30 \text{ cm} \end{cases}$$

Diamètre d'une barre $\Phi = 14 \text{ mm}$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis ($b = 50 \text{ cm}$) selon les dimensions des poteaux, donc il faut courber les barres avec un rayon r

$$r = 5,5\Phi_1 = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

- **Calcul des crochets :**

Crochets courants d'angle de 90°

$$\begin{cases} L_2 = d - \left(c - \frac{\Phi}{2} + r\right) \\ L_2 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} \end{cases}$$

$$\text{Pour : } \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 26,5 \text{ cm} \\ L_1 = 3,17 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Pour : } \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 26,4 \text{ cm} \\ L_1 = 3,23 \text{ cm} \end{cases}$$

- **La longueur de recouvrement :**

Selon le RPA99/v2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$50\Phi \text{ en zone III} \rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 70 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_s = 35,15 \text{ KN.m} \quad A = 2,55 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 38,25y - 1377 = 0 \rightarrow y = 8,39 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 8,39^3}{3} + 15 \times 2,55 \times (36 - 8,39)^2$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{35 \times 10^3}{35064,34} \times 8,39 = 8,41 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 8,41 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Ancrages des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 38,95 \text{ KN} \quad M_a = 106,33 \text{ KN.m}$$

$$\delta = \frac{M_a}{z} = \frac{106,33}{0,9 \times 0,40} = 295,36 \text{ KN} > T = 38,95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- **Compression de la bielle d'about :**

$$\sigma_b = \frac{F_b}{s}; \text{ avec: } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2T}{ab} \text{ (où } a \text{ est la largeur d'appui de la bielle)}$$

La condition suivante doit être satisfaite : $\sigma_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

En tenant compte de l'inclinaison de la bielle qui est différente de 45° , on doit vérifier que :

$$\sigma_b < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b = 30 \text{ cm}; a = b - 2 - 3 = 25 \text{ cm}$$

$$1,04 \text{ MPA} < 13,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Entrainement des armatures :**

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9 \times d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5(HA)$

T : effort tranchant maximale $T_{max} = 38,95 \text{ KN}$

n : nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 6$

μ : périmètre d'armatures tendues ; $\mu = \pi \times \Phi = 3,14 \times 1,4 = 4,4 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{38,95 \times 10^3}{0,9 \times 360 \times 44 \times 6} = 0,46 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{ser} = 0,46 \text{ MPA} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.3.4 Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{0ser}} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{480} = 0,083 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{40}{480} = 0,083 \geq \frac{35,15}{10 \times 76,84} = 0,046 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{3,39}{30 \times 36} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats des sollicitations de calcul (moment de calcul) ainsi que leurs sections d'armatures correspondantes et les sections d'armatures adoptées pour chaque niveau sont donnés dans des tableaux présents ci-dessous :

Niveaux	Positions	Moment (KN.m)		Rapport M_{sp2}/M_{sp1}	Moment de calcul (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopter}$ (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}					
Terrasse	appuis	61,62	107,37	1,74	107,37	8,12	6	3T14+3T14 (10,78)
	travées	45,11	29,92	0,66	45,11	3,76		3T14 (4,62)
9 ^{ème} étage Au RDC	appuis	77,14	114,57	1,49	114,57	8,72		6T14 (9,24)
	travées	41,25	29,37	0,71	41,25	3,43		3T14 (4,62)

Tableau VI.1 : Poutres principales (intermédiaires)

Niveaux	Positions	Moment (KN.m)		Rapport M_{sp2}/M_{sp1}	Moment de calcul (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopter}$ (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}					
Terrasse	appuis	48,20	106,33	2,21	106,33	8,03	6	3T14+3T14 (9,24)
	travées	31	18,74	0,60	31	2,55		3T12 (3,39)
9 ^{ème} étage Au RDC	appuis	53,42	124,39	2,33	124,39	9,56		4T12+4T14 (10,68)
	travées	27,80	19,53	0,70	27,80	2,28		4T12 (4,52)

Tableau VI.2 : Poutres principales (de rive)

Niveaux	Positions	Moment (KN.m)		Rapport M_{sp2}/M_{sp1}	Moment de calcul (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopter}$ (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}					
Terrasse	appuis	38,07	84,37	2,22	84,37	7,31	5,25	3T12+3T14 (8,01)
	travées	27,26	3,33	0,12	27,26	2,57		3T12 (3,39)
9 ^{ème} étage Au RDC	appuis	42,51	105,81	2,49	105,81	9,41		4T12+4T14 (10,68)
	travées	31,97	1,69	0,05	31,97	3,04		4T12 (4,52)

Tableau VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires)

Niveaux	Positions	Moment (KN.m)		Rapport M_{sp2}/M_{sp1}	Moment de calcul (KN.m)	(A_{cal}) (cm ²)	(A_{min}) (cm ²)	$A_{adopter}$ (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}					
Terrasse	appuis	49,81	101,21	2,03	101,21	8,94	5,25	6T14 (9,24)
	travées	20,48	6,58	0,32	20,48	1,92		3T12 (3,39)
9 ^{ème} étage	appuis	54,85	108,70	1,98	108,70	9,70		4T12+4T14 (10,68)
Au RDC	travées	24,69	1,29	0,05	24,69	2,32		4T12 (4,52)

Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive)

VI.3.5 Disposition du ferrailage

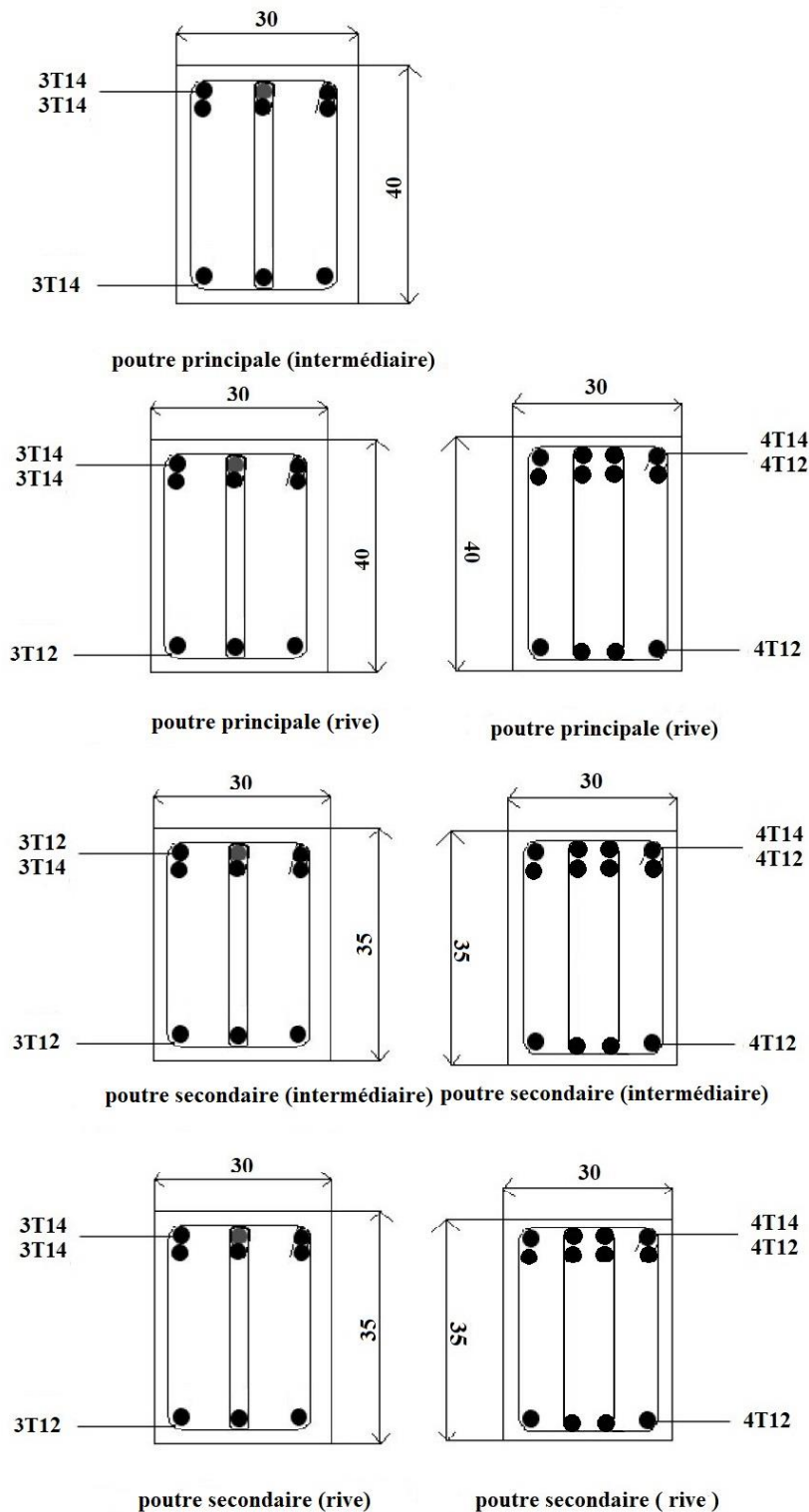


Figure VI.1 : Disposition du ferrailage des poutres (Terrasse et étages).

VI.4 Ferrailage des poteaux :

- **Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$1^{er} \text{ genre} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} : M_{corr} \rightarrow A_1 \\ N_{min} : M_{corr} \rightarrow A_2 \\ M_{max} : N_{corr} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

$$2^{ème} \text{ genre} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} : M_{corr} \rightarrow A_4 \\ N_{min} : M_{corr} \rightarrow A_5 \\ M_{max} : N_{corr} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Situation accidentelle				Situation normale ou durable			
γ_s	γ_b	σ_s	σ_b	γ_s	γ_b	σ_s	σ_b
1	1,15	400	18,48	1,15	1,5	348	14,17

VI.4.1. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets ; Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III).
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm** ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm** en **zone III** ;
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm** en **zone III** ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux :

Types de Poteaux	$A_{min} = 0,9\% \times S$ (cm^2)	$A_{max1} = 4\% \times S$ (cm^2)	$A_{max2} = 6\% \times S$ (cm^2)
Type 1 (50×50) (cm^2)	22,50	100	150
Type 2 (45×45) (cm^2)	18,23	81	121,50
Type 3 (40×40) (cm^2)	14,40	64	96

Niveau		Type 1 (50×50) (cm^2)	Type 2 (45×45) (cm^2)	Type 3 (40×40) (cm^2)
Poteau	combinaison			
1 ^{er} genre	A ₁	N_{max} (KN)	1723,05	978,17
		M_{cor} (KN.m)	4,86	12,88
	A ₂	N_{min} (KN)	546,12	294,51
		M_{cor} (KN.m)	1,4	0,95
	A ₃	M_{max} (KN.m)	26,70	35,91
		N_{cor} (KN)	871,58	465,22
2 ^{ème} genre	A ₄	N_{max} (KN)	2973,23	1129,16
		M_{cor} (KN.m)	26,13	24,36
	A ₅	N_{min} (KN)	600,93	544,67
		M_{cor} (KN.m)	7,29	46,23
	A ₆	N_{max} (KN)	52,15	81,06
		M_{cor} (KN.m)	1927,26	887,15

Tableau VI.5 : Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre et 2^{ème} genre

VI.4.2. Exemple de calcul :

Données :

- Dimension du poteau (50×50) cm^2
- Enrobage : $c = 2,5$ cm
- Hauteur utile : $d = 45$ cm
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPA
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPA
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1$ MPA
- Fissuration peu préjudiciable.

Combinaison du premier genre :**1^{er} cas :**

$$N_{max} = 1723,05 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 4,86 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,86}{1723,05} = 2,8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1723,05 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 2,8 \times 10^{-3} \right) = 349,43 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,50 \\ 1723,05 \times 0,45 \left(1 - 0,514 \frac{1723,05 \times 10^3}{500 \times 450 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 2973,23 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 620,78 \text{ KN.m} < 846,20 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$)

2^{ème} cas :

$$N_{min} = 546,12 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 1,4 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,4}{546,12} = 2,56 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 546,12 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 2,56 \times 10^{-3} \right) = 110,62 \text{ KN}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,50 \\ 546,12 \times 0,45 \left(1 - 0,514 \times \frac{546,12 \times 10^3}{500 \times 450 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 546,12 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 110,62 \text{ KN.m} < 224,12 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$)

3^{ème} cas :

$$M_{max} = 26,70 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 871,58 \text{ KN}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{26,70}{871,58} = 0,03 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 871,58 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,03 \right) = 200,46 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,50 \\ 871,58 \times 0,45 \left(1 - 0,514 \times \frac{871,58 \times 10^3}{500 \times 450 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 871,58 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 200,46 \text{ KN.m} < 337,10 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$)

Combinaison du deuxième genre :**1^{er} cas :**

$$N_{max} = 2973,23 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 26,13 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{26,13}{2973,23} = 8,79 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2973,23 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 8,79 \times 10^{-3} \right) = 620,78 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 18,48 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,50 \\ 2973,23 \times 0,45 \left(1 - 0,514 \times \frac{2973,23 \times 10^3}{500 \times 450 \times 18,48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 2973,23 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 620,78 \text{ KN.m} < 846,20 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$)

2^{ème} cas :

$$N_{min} = 600,93 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 7,29 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7,29}{600,93} = 0,01$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 600,93 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,01 \right) = 126,20 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 18,48 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,50 \\ 600,93 \times 0,45 \left(1 - 0,514 \times \frac{600,93 \times 10^3}{500 \times 450 \times 18,48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 600,93 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 126,20 \text{ KN.m} < 250,33 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A'_5 = 0$)

3^{ème} cas :

$$M_{max} = 52,15 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 1927,26 \text{ KN}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{52,15}{1927,26} = 0,03$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1927,26 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,03 \right) = 443,27 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 18,48 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,50 \\ 1927,26 \times 0,45 \left(1 - 0,514 \times \frac{1927,26 \times 10^3}{500 \times 450 \times 18,48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1927,26 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 443,27 \text{ KN.m} < 660,65 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$)

$$A_{adopté} = \max(A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{min})$$

Pour une section de béton ((50 × 50) cm² (Zone sismique III)

$$A_{min} = 22,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = \text{Max}(0; 0; 0; 0; 0; 0; 0; 22,50)$$

On adopte : **12T16 soit 25,76 cm² 4 barres par face.**

VI.4.3 Les vérifications :

A. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité (50×50) cm²

$$T = 53,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{53,33 \times 10^3}{400} = 0,49 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPA}) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{3,25 \text{ MPA}; 5 \text{ MPA}\} = 3,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,49 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Calcul des armatures transversales :

Selon le RPA99/V2003 (article 7.4.2.2) :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

On adopte : **$\Phi_t = 8 \text{ mm}$**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_A \times V_y}{h \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul

h_l : hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : coefficient correcteur $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g > 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales

a. Espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

$$\begin{cases} \text{zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_L; 15 \text{ cm}\} \\ \text{zone courante : } S_t \leq 15\Phi_L \end{cases}$$

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\begin{cases} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max(56,67; 50; 50; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2h' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

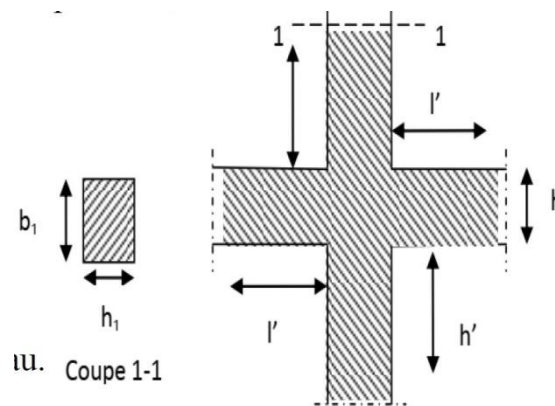


Figure VI.2 : Zone nodale (RPA99/V2003).

b. Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : longueur de flambement ;

b : dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7L_0$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 340}{50} = < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 19,34}{50 \times 400} = 0,05 \text{ cm}^2$$

c. Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{T \times b}$; en % est donné comme suit : $\lambda < 5$

Alors : $\begin{cases} \text{zone nodale: } A_t = 0,30\% \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \\ \text{zone courante: } A_t = 0,30\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$

On adopte : $A_t = 10\emptyset 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 10 \text{ cm}$

d. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u; 0,4 \text{ MPA}\} = 0,4 \text{ MPA} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{400} = \frac{0,4 \times 50 \times 10}{400} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0,5 \text{ cm}^2 > 0,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

e. Disposition des armatures des nœuds :

Afin de prévenir l'éclatement au niveau des zones critiques d'une structure, le règlement RPA99/V2003 recommande l'utilisation de cadres fermés traditionnels ou de deux étriers en U superposés, disposés en forme de carré ou de rectangle. Un minimum de trois cadres par nœud est exigé, avec un espacement maximal de 10 cm. Les sollicitations **maximales** ainsi que les sections d'armatures correspondantes pour les différents niveaux sont récapitulées dans le tableau ci-dessous:

Les sollicitations maximales et sections d'armatures correspondantes aux différents niveaux sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Cas	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
		N_u (KN)	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	N_{acc} (KN)	M_{acc} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)		
Type 1 (50×50)	A	1723,05	4,86	0	2973,23	26,13	0	22,50	12T16 (24,13)
	b	546,12	1,4	0	600,93	7,29	0		
	C	871,58	26,70	0	1927,26	52,15	0		
Type 2 (45×45)	A	978,17	12,88	0	1129,16	24,36	0	18,23	8T14+4T16 (20,36)
	B	294,51	0,95	0	544,67	46,23	0		
	C	465,22	35,91	0	887,15	81,06	0		
Type 3 (40×40)	A	316,86	14,25	0	293,01	13,83	0	14,40	8T12+4T14 (15,21)
	B	71,26	0,88	0	110,23	15,51	0		
	C	111,57	39,55	0	237,84	67,8	0		

Tableau VI.6 : Sections de ferrailage des poteaux.

VI.4.4 Disposition du ferrailage :

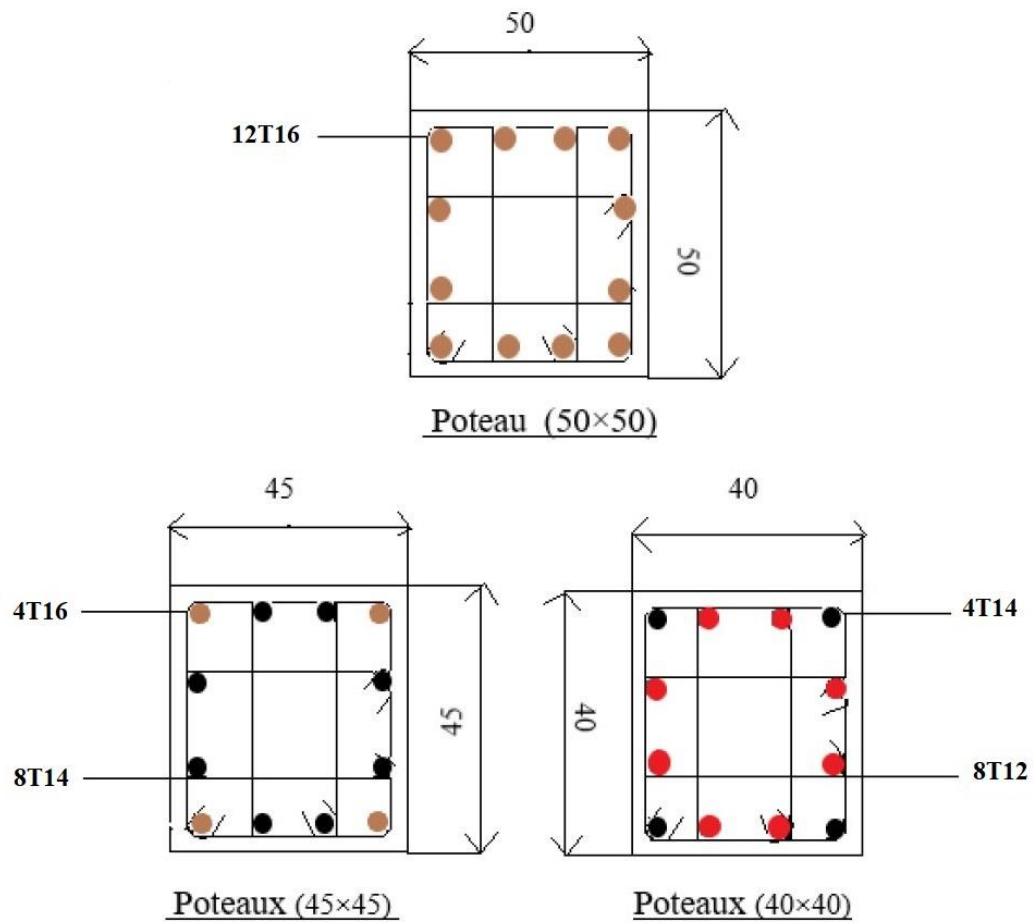


Figure VI.3 : Disposition du ferrailage des poteaux.

Chapitre VII :

Etude des voiles

VII.1. Introduction :

Le voile, ou refend en béton armé, est un élément vertical surfacique coulé in situ à l'aide de coffrages placés à leur position définitive. Il comprend généralement des armatures de comportement, disposées forfaitairement, ainsi que des armatures calculées selon les sollicitations. Les voiles sont utilisés dans tous types de bâtiments (logements, bureaux, établissements scolaires, hôpitaux, sites industriels) pour leur rôle essentiel dans le contreventement et la reprise des charges verticales.

VII.1.1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de (**Torsion**).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.1.2. Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure

VII.2. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable Selon les combinaisons suivantes :

1. $G + Q \pm E$ (vérification du béton).
2. $0,8G \pm E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les voiles en béton armé comportent trois (03) catégories d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des voiles) ;
- Armatures transversales.

VII.3. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{MPa}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué sur le voile ;

M :Moment fléchissant appliqué sur le voile ;

A : Section du voile ;

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie du voile

On distingue trois cas :

1^{er} cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/ (version 2003) :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L$$

2^{ème} cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = \frac{F_t}{f_e}$; On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, le ferrailage sera fait avec la section minimale .
- Si : $A_v > A_{min}$, le ferrailage sera fait avec A_v .

3^{ème} cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée ; donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII. 3.1 Les armatures verticales :

Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles, afin de reprendre les efforts induits par la flexion composée. Le règlement RPA99 (version 2003) impose un taux minimal d'armature de 0,15 % de la section du béton. Le ferrailage est réparti de manière symétrique dans l'épaisseur du voile, en tenant compte de la variation possible de la direction du séisme. Par ailleurs, le diamètre des barres ne doit pas excéder 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII. 3.2 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales, parallèles aux faces du voile, sont réparties uniformément sur toute la longueur du mur ou de chaque portion de mur délimitée par des ouvertures. Les barres doivent être placées du côté extérieur du voile. Le taux minimal d'armatures horizontales est fixé par le RPA99 (version 2003) comme suit :

- 0,15 % de la section totale du voile,
- 0,10 % en zone courante.

VII. 3.3 Armatures transversales :

Les armatures transversales, perpendiculaires aux faces du voile, doivent être prévues à raison d'au moins 4 barres/m² lorsque les armatures verticales ont un diamètre ≤ 12 mm. Elles

doivent ligaturer l'ensemble des barres verticales, avec un espacement maximal égal à 15 fois leur diamètre. Ces armatures peuvent être réalisées à l'aide d'épingles de $\varnothing 6$ mm si les barres longitudinales ont un diamètre ≤ 20 mm, et de $\varnothing 8$ mm dans le cas contraire.

VII.4 Ferrailage des voiles :

VII.4.1. Méthode de calcul

Type 1 :

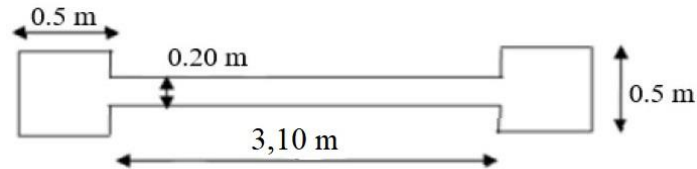


Figure VII.1: Schéma du voile type 1 et poteau.

$$A = 1,12 \text{ m}^2$$

$$I = 2,13 \text{ m}^4$$

$$V = 2,05 \text{ m}$$

$$M = 30,66 \text{ KN.m}$$

$$N = 1554,09 \text{ KN}$$

$$T = 19,98 \text{ KN}$$

1) Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1554,09}{1,12} + \frac{30,66 \times 2,05}{2,13} = 1417,09 \text{ KN/m}^2 = 1,42 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{1554,09}{1,12} - \frac{30,66 \times 2,05}{2,13} = 1358,07 \text{ KN/m}^2 = 1,36 \text{ MPA}$$

Type 2 :

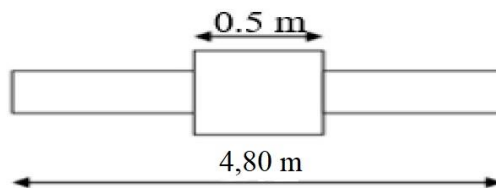


Figure VII.2 : Schéma du voile type 2 et poteaux

$$A = 1,11 \text{ m}^2$$

$$I = 1,85 \text{ m}^4$$

$$V = 2,4 \text{ m}$$

$$M = 15,03 \text{ KN.m}$$

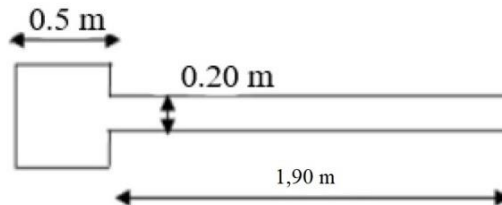
$$N = 318,87 \text{ KN}$$

$$T = 8,09 \text{ KN}$$

1) Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{318,87}{1,11} + \frac{15,03 \times 2,4}{1,85} = 306,77 \text{ KN/m}^2 = 0,31 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{318,87}{1,11} - \frac{15,03 \times 2,4}{1,85} = 267,77 \text{ KN/m}^2 = 0,27 \text{ MPA}$$

Type 3 :**Figure VII.3 :** Schéma du voile type 3 et poteau.

$$A = 0,63 \text{ m}^2$$

$$I = 1,85 \text{ m}^4$$

$$V = 2,4 \text{ m}$$

$$M = 14,07 \text{ KN.m}$$

$$N = 75,09 \text{ KN}$$

$$T = 9,58 \text{ KN}$$

1) Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{75,09}{0,63} + \frac{14,07 \times 0,97}{0,34} = 159,33 \text{ KN/m}^2 = 0,16 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{75,09}{0,63} - \frac{14,07 \times 0,97}{0,34} = 79,05 \text{ KN/m}^2 = 0,08 \text{ MPA}$$

Pour les 3 types, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: donc la section est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée avec le minimum exigé par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L.$$

VII.4.2. Calcul des armatures verticales :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times b \quad \text{selon le RPA99/v2003}$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Diamètre :**

$$D \leq \frac{h}{10}$$

Avec :

h : épaisseur du voile (mm)

$$D \leq \frac{200}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

on adopte $D = 12 \text{ mm}$.

- **Espacement :**

Selon le BAEL 91, on a :

$$S_t \leq \min\{2a; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99/V2003**, on a :

$$S_t \leq \min\{1,5a; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{30 ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL91/99}}; S_{t \text{ RPA99/V2003}}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Le choix de la section des armatures verticales : $5T12 \text{ p.m} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VII.4.3 Calcul des armatures horizontales :

le même ferrailage que celui des armatures verticales précédemment calculé soit :

$$5T12 \text{ p.m} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII.4.4 Calcul des armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au m² ; donc on adopte 4 épingles $\emptyset 8/\text{m}^2$

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

VII.4.5. Vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

Selon le BAEL91/99 :

$$T = 19,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{19,98 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,111 \text{ MPA}$$

Contrainte tangente admissible : $\overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ MPA}$

$\tau_u = 0,111 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Selon le RPA99/V2003 :

On calcule la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.b}$

la contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

VII.5 Disposition des armatures

➤ Armatures verticales :

Armatures verticales: Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales doivent respecter les prescriptions en vigueur du béton armé. La distance entre axes des armatures verticales sur une même face ne doit pas excéder deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm selon le BAEL 91, et 1,5 fois l'épaisseur ni 30 cm selon le RPA99 (version 2003).

Aux extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, sans dépasser 15 cm.

$S_t = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t/2 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$L = 190 \text{ cm} \Rightarrow L/10 = 19 \text{ cm.}$

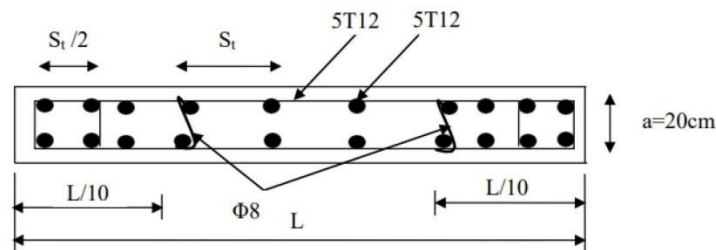


Figure VII.4 : Coupe transversale des 3 types de voile.

➤ Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° d'une longueur de 10ϕ , et retournées aux extrémités des murs ainsi qu'aux bords libres des ouvertures, sur toute l'épaisseur du voile. Les arrêts, jonctions et enrobages doivent respecter les règles du béton armé.

L'espacement des barres doit satisfaire : $S_t \leq \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm})$.

Le diamètre des barres horizontales et verticales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Selon le RPA99 (version 2003), on adopte généralement un ferrailage T12 avec un espacement de 20 cm, identique à celui des armatures verticales.

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être solidarisées à l'aide d'au moins 4 épingles par mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être positionnées du côté extérieur du voile.

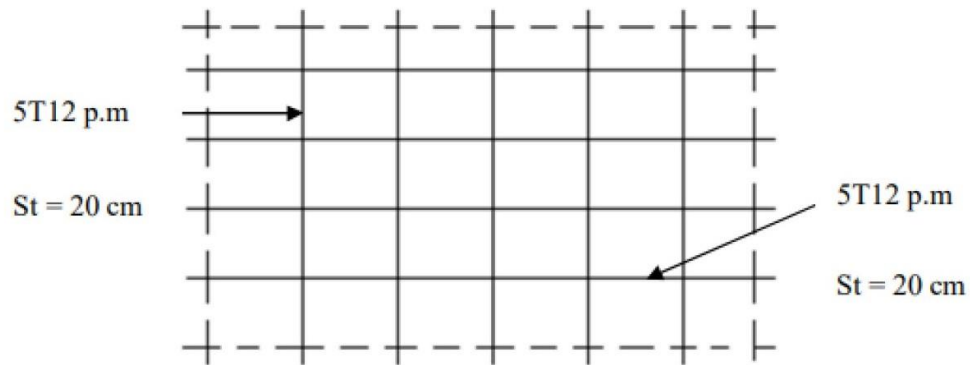


Figure VII.5 : Disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

La fondation constitue la partie de l'ouvrage chargée de transmettre les charges de la structure au sol naturel, tout en assurant la stabilité de l'ensemble de la construction.

La détermination de ses dimensions repose sur deux paramètres essentiels : le poids total de l'ouvrage achevé et la capacité portante du sol.

Dans notre cas, le terrain présente une contrainte admissible de 2 bars, avec un ancrage prévu à 2 mètres de profondeur.

VIII.2 Stabilité des fondations :

Les fondations doivent assurer l'équilibre sous l'effet des sollicitations provenant :

- De la superstructure (charges verticales, efforts horizontaux, moments de flexion et de torsion) ;
- Du sol (forces verticales liées notamment à l'adhérence et aux remblais).

Il est donc essentiel d'adapter le type et la conception des fondations à la nature du sol, ce qui nécessite une étude géologique et géotechnique permettant de déterminer les dimensions, le nombre et le type de fondations appropriés.

Par ailleurs:

- Une distance minimale de 50 cm doit être respectée entre deux fondations pour éviter tout chevauchement;
- Chaque semelle reposera sur un béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

VIII.3 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.4 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Semelles isolées ;
- Radier général.

Le choix du type de fondation dépend du :

Type d'ouvrage à construire ;

- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante de terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

Pour notre structure, on opte pour un radier général.

VIII.3.1 Définition du radier:

Le radier est une fondation superficielle constituée d'une surface d'appui continue (dalle, éventuellement nervurée), s'étendant au-delà de l'emprise de l'ouvrage. Il permet une répartition homogène des charges transmises tout en assurant une bonne résistance aux contraintes exercées par le sol.

VIII.3.2 Mode de calcul du radier :

Le radier est une semelle unique de grande dimension, commune à l'ensemble des poteaux et voiles, assurant le soutien de toute la construction. Il est conçu comme un plancher inversé soumis à des sollicitations importantes, la réaction du sol étant approximativement équivalente au poids total de l'ouvrage.

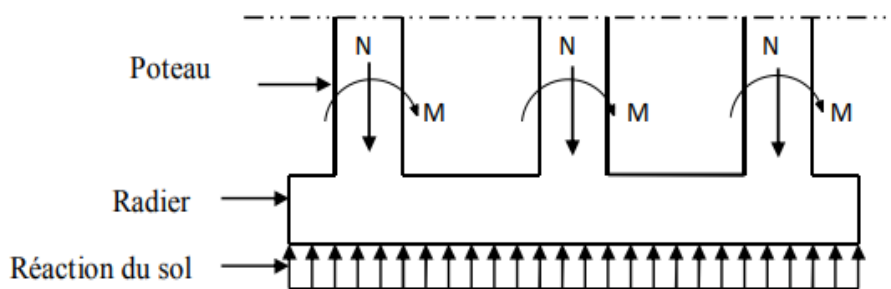


Figure VIII - 1 : Schéma du radier.

VIII.3.3 Prédimensionnement du radier :

- **Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U} : N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T$$

$$\text{E.L.S} : N_s = G_T + Q_T$$

Avec :

G_T : poids dus aux charges permanentes ; $G_T = 3333,31 \times 9,81 = 32699,97 \text{ KN}$.

Q_T : poids dus aux charges d'exploitations ; $Q_T = 464,67 \times 9,81 = 4553,43 \text{ KN}$.

$$N_u = 1,35 \times 32699,97 + 1,5 \times 4553,43 = 50975,1 \text{ KN}$$

$$N_s = 32699,97 + 4553,43 = 37253,4 \text{ KN} \rightarrow 3725,34 \text{ t}$$

- **Surface du radier :**

La surface du radier est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{N}{S} < \sigma_{sol}$$

$$N = N_s = 3725,34 \text{ t}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{3725,34}{20}$$

$$S \geq 186,27 \text{ m}^2$$

On prend un débord « D = 80cm » de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface « $S_{radier} = 363,4 \text{ m}^2$ ».

• **Epaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **1^{ère} condition :**

$$h_r > \frac{l_x}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm}; h_r = 25 \text{ cm}$$

- **2^{ème} condition :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec :

$$V_u : \text{effort tranchant ultime ; } V_u = \frac{q_u \times L_{max}^2}{2}$$

L_{max} : longueur maximale d'une bande de 1m ; $L_{max} = 3,80 \text{ m}$; b : largeur ;

Pour une bande de 1m, on a :

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{50975,1}{363,4} = 140,27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 140,27 \times 1 = 140,27 \text{ KN/m.}$$

$$V_u = \frac{140,27 \times 3,80}{2} = 266,51 \text{ KN.}$$

$$d \geq \frac{266,51 \times 10^3}{0,06 \times 25 \times 1000} \Rightarrow 177,67 \text{ mm} \Rightarrow d \geq 17,77 \text{ cm.}$$

Suite à la vérification des conditions énumérées ci-dessus, on opte pour une épaisseur: $h_r = 25$

VIII.4 Dimensions de la poutre de radier :

Pour assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{6} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 53,33 \text{ cm} \leq h_p \leq 80 \text{ cm.}$$

On adopte comme dimension de la poutre de radier :

$$\begin{cases} h_p = 60 \text{ cm} \\ b_p = 40 \text{ cm} \\ d = 0,9 \times h = 54 \text{ cm} \end{cases}$$

VIII.5 Vérification des contraintes du sol :

On vérifie la contrainte du sol sous radier à l'ELS sous l'action de la superstructure, son

poids propre y compris celui de la poutre de radier :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{BA} \times [(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i)] = 25 \times [(0,25 \times 363,4) + (0,60 \times 0,40 \times 192)]$$

$$G_{\text{radier}} = 3423,25 \text{ KN}$$

$$N'_s = G_{\text{radier}} + N_s = 3423,25 + 35273,4 = 40676,65 \text{ KN}$$

$$\frac{N'_s}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{40676,65}{363,4} = 111,93 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.6 Longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$\sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$$I : \text{inertie de la poutre} : I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,4 \times 0,6^3}{12} = 0,0072 \text{ m}^4$$

E : Module d'élasticité du béton, E = 3216420 t/m²

b : Largeur de la poutre ; b = 40 cm

K : Coefficient de raideur du sol, K = 400 t/m³

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0072}{400 \times 0,4}} = 4,91 \text{ m.}$$

$$L_{\text{max}} < \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow$$

Lmax : longueur maximale entre nœuds des poteaux, Lmax = 4,80 m.

$$L_{\text{max}} = 4,80 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = \frac{\pi}{2} \times 4,91 = 7,71 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.7 Ferrailage du radier :

VIII.7.1 Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = 111,93 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \gamma_{BA} \times h_r = 25 \times 0,25 = 6,25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases} \Rightarrow q = 111,93 - 6,25 = 105,68 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$q = 105,68 \text{ KN/m}^2$$

On considère une dalle renversée reposant sur des voiles soumis à une pression uniforme, résultant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Elle est composée de panneaux encastrés sur leurs quatre côtés, de dimensions l_x et l_y (entre nus des appuis), avec $l_x \leq l_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{er} cas : Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$: le panneau de la dalle travaille dans un seul sens. Il est calculé à la flexion.

Simple comme une poutre continue dans les sens de la petite portée (l_x).

2^{ème} cas : Si $0,4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$: le panneau de dalle travaille dans les deux sens (l_x) et (l_y)

VIII.7.2 Méthode de calcul :

Ce radier est constitué de panneaux de dalle encastrés sur leurs quatre côtés et soumis à une charge uniformément répartie. Les moments fléchissants sont déterminés par bande de largeur unitaire (1 mètre linéaire), avec les valeurs suivantes :

Dans le sens de grande portée : $M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$

Dans le sens de petite portée : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Avec : μ_x et μ_y : coefficients en fonction de α (0 à l'ELS et 0.2 à l'ELU : cours béton armé BAEL91). Pour le calcul, les panneaux sont supposés partiellement encastrés aux appuis, ce qui permet de déterminer les moments en travée et aux appuis.

Moments en travée: $\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 \rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_t = 0,75 \times M_0 \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$

Moments sur appuis: $\begin{cases} M_a = 0,3 \times M_0 \rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_a = 0,5 \times M_0 \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$

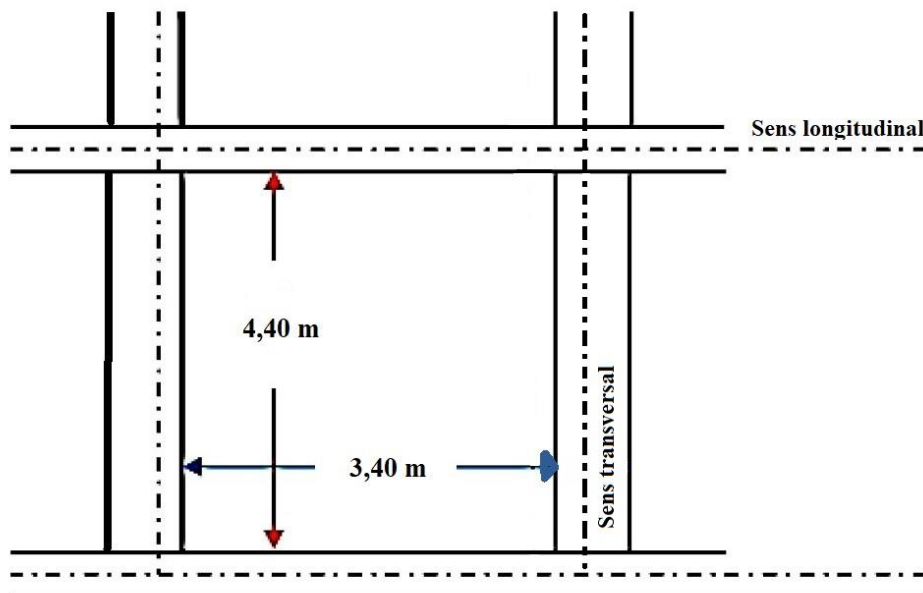


Figure VIII - 2 : Schéma du panneau le plus défavorable.

VIII.7.3 Exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,40}{4,40} = 0,77$$

On a : $0,4 < \alpha = 0,77 < 1$ donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens (l_x) et (l_y).

$$\alpha = 0,77 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases}$$

Sens (l_x) : $M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0596 \times 105,68 \times (3,40)^2 = 72,81 \text{ KN.m}$

Sens (l_y) : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,5440 \times 72,81 = 39,61 \text{ KN.m}$

En travée :

- Sens (l_x) :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 72,81 = 54,61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{54,61 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,076 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A's = 0.$$

$$\mu = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54,61 \times 10^3}{0,960 \times 22,5 \times 348} = 7,27 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}.$$

On adopte **6T14** cm²/ml, $A_s = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 17 \text{ cm}$.

- Sens (l_y) :**

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 39,61 = 33,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{33,67 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,047 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A's = 0.$$

$$\mu = 0,047 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,67 \times 10^3}{0,975 \times 22,5 \times 348} = 4,41 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}.$$

On adopte **5T12** cm²/ml, $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 20 \text{ cm} \leq (4h = 45)$

Sur appui :

- Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ int}} = 0,5 \times M_{oy} = 0,5 \times 39,61 = 19,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19,81 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A's = 0.$$

$$\mu = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{a\ int} = \frac{M_{a\ int}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,81 \times 10^3}{0,986 \times 22,5 \times 348} = 2,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}.$$

On opte pour **4T12** cm²/ml, $A_s = 4,52$ cm²/ml ; $S_t = 25$ cm.

VIII.7.4 Vérification de l'espacement :

$$\begin{cases} S_{tx} \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \\ S_t \leq 33\text{ cm} \end{cases}$$

On a $S_{tx} = 17\text{ cm} < 33\text{ cm}$ Condition vérifié.

$$\begin{cases} S_{ty} \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \\ S_t \leq 45\text{ cm} \end{cases}$$

On a $S_{ty} = 20\text{ cm} < 33\text{ cm}$ Condition vérifié.

VIII.7.5 Disposition du ferrailage :

La longueur de scellement correspond à la longueur requise pour garantir un ancrage efficace des armatures. Les aciers franchissant le contour de l'élément sont ancrés au-delà de celui-ci.

- **Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84\text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25\text{ cm}$$

$$L_1 = \max \{L_s; 0,2L_x\} = \max \{42,25; 0,2 \times 340\} = \max \{42,25; 68\text{ cm}\} = 68\text{ cm}.$$

$$L_2 = \begin{cases} L_s \\ L_{1/2} \end{cases} = 42,25\text{ cm}$$

- **Arrêt des barres en travée :**

Les armatures de flexion disposées dans la zone centrale d'une dalle sont prolongées jusqu'aux appuis, sauf indication contraire. Les armatures restantes peuvent être interrompues à une certaine distance, déterminée selon les exigences d'ancrage et de transmission des efforts.

$$\frac{L_x}{10} = \frac{340}{10} \approx 34\text{ cm}.$$

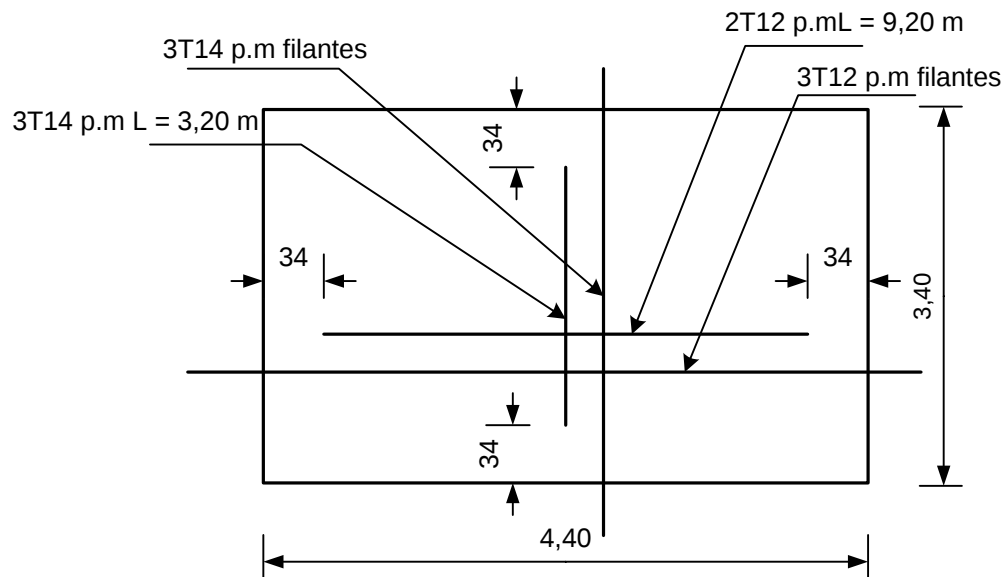


Figure VIII - 3 : Armatures supérieures (en travées).

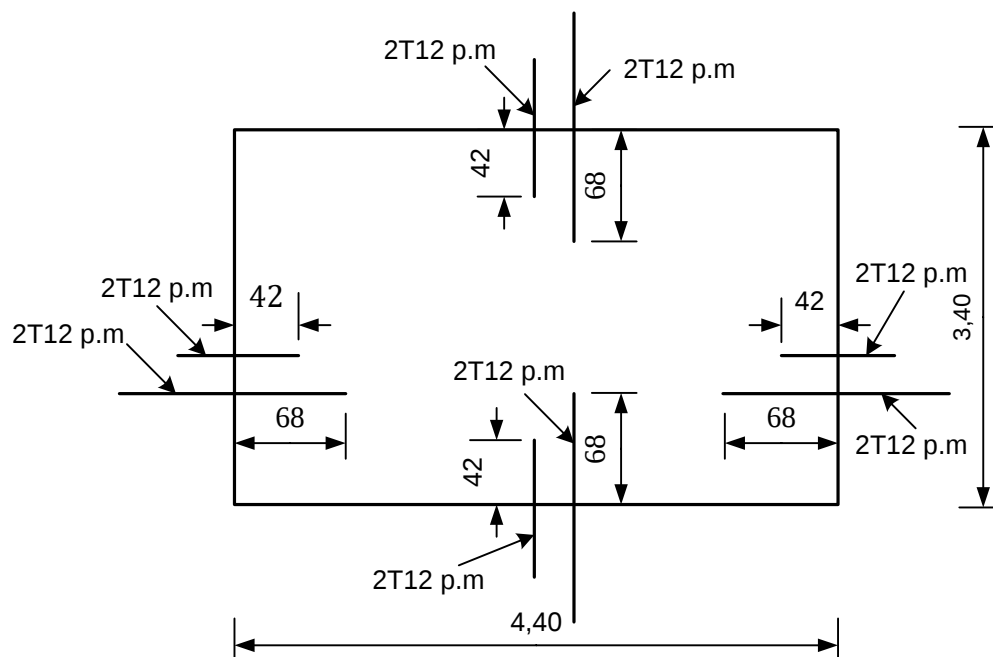


Figure VIII - 4 : Armatures inférieures (sur appui).

VIII.8 Ferrailage des poutres de radier :

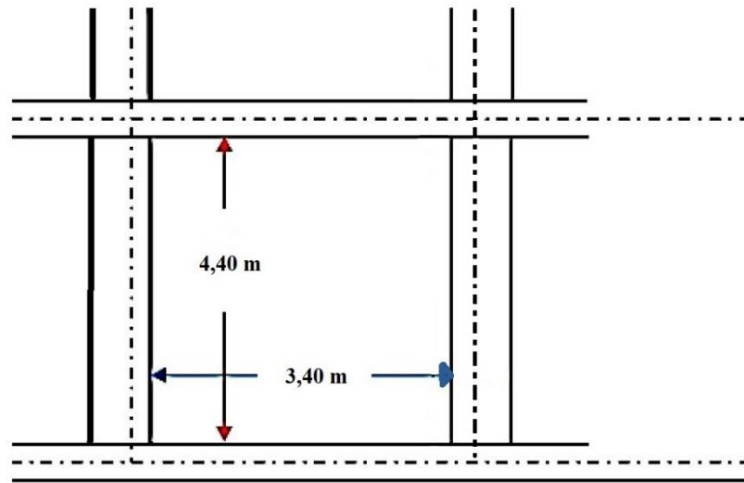


Figure VIII - 5 : Schéma du panneau le plus défavorable.

Le rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0,4$ est toujours supérieur ou égal à 0,4 pour tous les panneaux du radier.

Les charges transmises par chaque panneau se répartissent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires. Pour le dimensionnement du ferrailage, on retient le cas le plus défavorable dans chaque direction, en considérant les travées comme isostatiques.

- **Sens longitudinale(x): (Intermédiaire) :**

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{2}{3} \times q \times L_x$$

Avec :

$$l_x = 3,40 \text{ m}$$

$$q = 105,68 \text{ KN/m}^2$$

$$q' = \frac{2}{3} \times 105,68 \times 3,40$$

$$q' = 239,54 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{239,54 \times 3,40^2}{8} = 346,14 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :**- En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_o = 0,85 \times 346,14 = 294,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{294,22 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,157 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,157 \Rightarrow \beta = 0,914$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{294,22 \times 10^3}{0,914 \times 54 \times 348} = 15,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{8T16} \Rightarrow A_s = 16,08 \text{ cm}^2$$

- Sur appui :

$$M_a = 0,5 \times M_o = 0,5 \times 346,14 = 173,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{173,07 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,084 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{138,46 \times 10^3}{0,956 \times 54 \times 348} = 7,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{8T12} \Rightarrow A_s = 9,05 \text{ cm}^2$$

• Sens transversal (y) :**Calcul de q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y2}^2} \right) L_{x2} \right]$$

$$q' = \frac{105,68}{2} \left[\left(1 - \frac{3,40^2}{3 \times 4,40^2} \right) \times 3,40 + \left(1 - \frac{3,20^2}{3 \times 4,40^2} \right) \times 3,20 \right]$$

$$q' = 283,17 \text{ KN/m}$$

Avec :

$$l_{x1} = 3,40 \text{ m}$$

$$l_{y1} = 4,40 \text{ m}$$

$$l_{x2} = 3,20 \text{ m}$$

$$l_{y2} = 4,40 \text{ m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{283,17 \times 3,40^2}{8} = 409,18 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :**- En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 409,18 = 347,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{347,80 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,186 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,186 \Rightarrow \beta = 0,896$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{347,80 \times 10^3}{0,896 \times 54 \times 348} = 18,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{8T16+4T14} \Rightarrow A_s = 22,24 \text{ cm}^2$$

- Sur appui :

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 409,18 = 163,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{163,67 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,10 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,10 \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{163,67 \times 10^3}{0,947 \times 54 \times 348} = 9,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{4T12 + 4T12} \Rightarrow A_s = 10,68 \text{ cm}^2$$

• Sens longitudinal (x) : (Rive)**Calcul de q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{1}{3} \times q \times L_x$$

Avec :

$$l_x = 3,40 \text{ m}$$

$$q = 105,68 \text{ KN/m}^2$$

$$q' = \frac{2}{3} \times 105,68 \times 3,40$$

$$q' = 119,77 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{119,77 \times 3,40^2}{8} = 173,07 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 173,07 = 147,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{147,11 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,089 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,089 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{147,11 \times 10^3}{0,953 \times 54 \times 348} = 8,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{8T12} \Rightarrow A_s = 9,05 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 173,07 = 86,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{86,54 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{86,54 \times 10^3}{0,979 \times 54 \times 348} = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{4T12} \Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

• **Sens transversal (y) :**

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y2}^3} \right) L_{x1} \right]$$

$$q' = \frac{105,68}{2} \left[\left(1 - \frac{3,20^2}{3 \times 4,40^3} \right) \times 3,20 \right]$$

$$q' = 162,31 \text{ KN/m}$$

Avec :

$$l_{x1} = 3,20 \text{ m}$$

$$l_{y1} = 4,40 \text{ m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{162,31 \times 3,20^2}{8} = 207,76 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 207,76 = 176,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{176,60 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,107 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,107 \Rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{176,60 \times 10^3}{0,943 \times 54 \times 348} = 9,97 \text{ cm}^2$$

On adopte: **8T14** $\Rightarrow A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

- **Sur appui :**

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 207,76 = 103,88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{83,10 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,050 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,050 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{83,10 \times 10^3}{0,974 \times 54 \times 348} = 4,54 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T14** $\Rightarrow A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

VIII.9 Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_p \geq 2(80 - 0.1f_e)$.

On a : $h_p = 60 \text{ cm} < 2(80 - 0.1 \times 400) = 80 \text{ cm}$... Condition non vérifiée.

Ce qui signifie que notre poutre n'est pas de grande hauteur : donc il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

VIII.10 Vérifications :

• **Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{105,68 \times 3,40}{2} = 179,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{179,66 \times 10^3}{400 \times 540} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \{0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right) = \min \left(\frac{600}{35} = 17, 14; 40; 16 \right) \Rightarrow \Phi \leq 16 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1 \right) = \min \left(\frac{60}{4} = 15; 19,2 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t \leq 17,50 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$.

En zone nodale $\rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante $\rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures Fe235 soit $4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de la section d'armatures minimales :**

$$\frac{A_t \times f}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{4} = 0,21; 0,4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \frac{2,01 \times 235}{15 \times 40} = 0,79 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.11 Disposition du ferrailage :

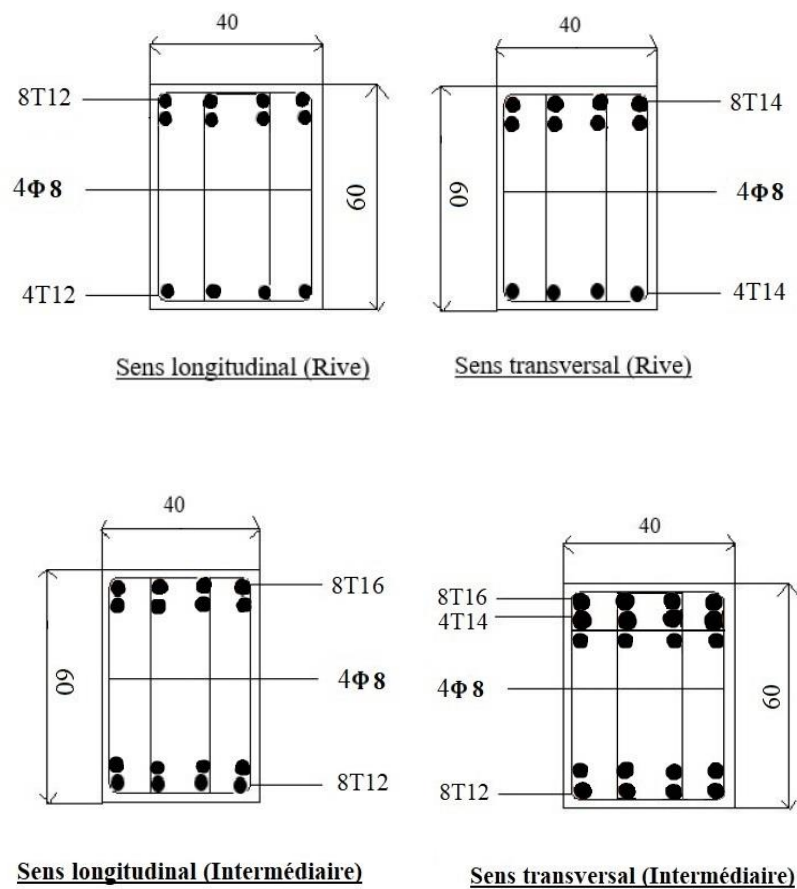


Figure VIII-6 : Disposition du ferrailage de la poutre de radier.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude représente une occasion précieuse pour l'étudiant de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de sa formation. Cette expérience nous a également permis de :

Développer des compétences dans les méthodes de calcul et d'analyse des structures, ainsi que dans l'application des règlements techniques tels que le RPA 99 version 2003 et le BAEL 91.

La maîtrise de plusieurs logiciels professionnels, notamment ETABS... etc., a constitué un atout essentiel pour la modélisation et l'étude du bâtiment. À travers ce travail, nous avons pu approfondir notre compréhension des différentes étapes à suivre pour le dimensionnement d'un bâtiment, depuis le choix des matériaux jusqu'à la conception détaillée de l'ouvrage.

En ce qui concerne le contreventement et la disposition des voiles, il a été constaté que la disposition stratégique des voiles est un facteur bien plus déterminant que leur simple quantité. Elle joue un rôle fondamental dans le comportement sismique global de la structure.

Enfin, le chantier constitue une phase concrète et expérimentale, tant sur le plan humain, à travers la coordination entre les différents intervenants, que sur le plan matériel, dans la réalisation physique du projet.

REFERENCES :

Règlements :

RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérien.

CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

BAEL91 : Béton armé aux états limites.

Le DTR.B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.

Mémoires :

- BEY HOURIA : Etude d'un bâtiment (R+7 + S/SOL) à usage Multiple Contreventement mixte (voiles + portique) année 2014/2015, université Mohamed Khider-Biskra.
- BOUALAM Khaled et BOUTEKHILI Fouad : Etude d'un bâtiment (R+7) à usage habitation implantée à Alger 2020/2021.
- HADJ DJELLOUL MOHAMED : Etude d'une structure en béton armé (R+6) 2020-2021.
- BERTHE Astan dite Marie Claire : Etude d'un bâtiment (R+7) en Béton Armé à usage d'habitation situé à Alger 2023/2024, université Ibn Khaldoun Tiaret.
- Mme : KHADRAOUI YASMINE, Mme : BECHIKH IMAN : Etude d'un bâtiment en béton armé en R+6 à usage d'habitation située à Mostaganem 2022/2023, université Ibn Khaldoun Tiaret.
- Melle- MESSAH Ahlam, Melle-SADEK : ETUDE D'UN BATIMENT EN R+9 A USAGE MULTIPLE SITUÉ A TISSEMSILT Khadra 2016 /2017.
- Chikh Hanane : ÉTUDE D'UN BÂTIMENT « 2 SOUS SOL, RDC + 9 ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE 2011 - 2012, Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen.
- SIDIAISSA Belkacem, BOUHEBEL Chihab Eddine : ETUDE D'UN BÂTIMENT EN (R+6) A USAGE D'HABITATION - 2020/2021.

Logiciels :

- ETABS 9.6.0 (Modélisation et analyse des structures).
- Microsoft Visio 2007 (Dessin).
- Logiciel SOCOTEC (Calcul des sections d'armatures).
- RDM 6
- EXCEL
- WORD