



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم

Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Architecture



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé (R + 5 +2 sous-sol)
à usage multiple**

Présenté par :

❖ AZZEZ MANSOURIA

❖ BELADJEL NACIRA

Encadreur : M. REZIGUA AHMED

Président : M. BESSAI TOUHAMI

Examineur : M. AYAD TAYEB

Année Universitaire: 2022/2023

Remerciements

Au premier lieu, nous te néons à remercier Dieu qui nous adonné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice **MONSIEU RREZIGA AHMED** pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet*

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nos remerciements à notre famille et tous les amis(es), Sans oublier tous nos camarades de la promotion 2022/2023 pour leur aide, patience, compréhension et encouragement

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude complète d'une structure qui contient de deux sous sol, un RDC et cinq 05 étages, à usage d'habitation et commercial.

La structure est implantée à la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

Dans le présent travail, nous avons abordé le Prédimensionnement des différents éléments, l'étude des planchers et éléments secondaires, l'étude dynamique réalisée par ROBOT (Version étude) et le ferrailage des différents éléments de la structure. Ceci en tenant compte des recommandations du BAEL91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, RPA99 modifié2003, BAEL91modifié99.

Abstract

This project consisted in principle in the complete study of a structure which is content with two basements, a ground floor and five 05 floors, for residential and commercial use.

The structure is located in the wilaya of Mostaganem. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

In the current work, we have avoided the Pre-sizing of the different elements, planners and second elements, dynamically carried out by ROBOT (Study version) and of the different structural elements. This taking into account the recommendations of BAEL91 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Keywords:

Building, Rein for cedconcrete, t, RPA99 modified 2003, BAEL91modified99.

ملخص

يتكون هذا المشروع بشكل أساسي من الدراسة الكاملة لهيكل يتكون من طابقين سفليين، طابق أرضي وخمسة طوابق 05، للاستخدام السكني والتجاري.

يقع الهيكل في ولاية مستغانم. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية IIa وفقًا لإصدار RPA99 2003. في هذا العمل، اقتربنا من الشد المسبق للعناصر المختلفة، ودراسة الأرضيات والعناصر الثانوية، والدراسة الديناميكية التي أجراها ROBOT (نسخة الدراسة) وتقوية العناصر المختلفة للهيكل. مع مراعاة توصيات BAEL91 ولوائح الزلازل الجزائرية RPA 99/2003.

الكلمات المفتاحية :

، العمارة ، الخرسانة المسلحة RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99 ,

SOMMAIRE

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles et abréviations

Introduction générale.....1

CHAPITRE I

Présentation du projet

I.1.Introduction.....2

I.2.Présentation de l'ouvrage.....2

I.3.Caractéristiques géométriques du projet.....2

I.4.Caractéristiques géotechniques du sol.....3

I.5.Conception de la structure.....3

I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....4

I.6.1.le béton.....4

I.6.1.1.Principaux caractéristiques et avantages de béton.....5

I.6.1.2. La résistance caractéristique du béton.....5

I.6.1.3.Déformation longitudinales du béton.....6

I.6.1.4.Coefficient de poisson.....6

I.6.1.5.Diagrammes déformations –contraintes de béton.....6

I.6.1.6.Les contraintes limitent.....7

I.5.2.Acier.....9

I.6.2.1.Module d'élasticité longitudinale.....9

I.6.2.2.Contraintes limite.....9

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1.Introduction.....11

II.2.Prédimensionnement de.....11

II.2.1.Poutre principale.....12

II.2.2.Poutre secondaire.....12

II.3. Pré dimensionnements des planchers.....13

II.3.1.Plancher a corps creux.....13

II.3.2.Plancher à dalle pleine.....14

II.4.Descente de charges.....	15
II.4.1.Introduction.....	15
II.4.2.Plancher terrasse inaccessible.....	16
II.4.3. Plancher étage courant.....	17
II.4.4.Dalle pleine.....	17
II.4.5.Maçonnerie.....	18
II.5.Pré dimensionnement des poteaux.....	19
II.5.1.les conditions de pré-dimensionnement des poteaux.....	19
II.5.1.1.Critère de résistance.....	19
II.5.1.2.Vérification des conditions de flambement.....	20
II.5.1.3.Vérification des conditions de l’R.P.A 99 V2003.....	20
II.5.2.Dégression des surcharges d’exploitation.....	21
II.5.3.Calculs de la section du poteau.....	22
II.6.Pré dimensionnement des voiles.....	24

CHAPITRE III

Etude des planchers

III.1.Introduction.....	27
III.2.Plancher corps creux.....	27
III.2.1.Détermination des dimensions des poutrelles.....	28
III.2.2. Etude des poutrelles.....	29
III.2.3. Méthode de calcul.....	31
III.2.3.1.Choix de la méthode de calcul.....	31
III.2.4.Détermination des efforts internes.....	32
III.2.5.Ferraillage des poutrelles.....	35
III.2.6.Calcul des armatures transversales.....	38
III.2.7.Vérification de la flèche.....	40
III.3.Plancher dalle pleine.....	44
III.3.1.Méthode de calcul.....	44
III.3.2.Calcul des moments fléchissant.....	47
III.3.3.Calcul du ferraillage.....	51
III.3.4.Vérification des contraintes de cisaillement.....	55
III.3.5.Vérification de la flèche.....	56
III.3.6.Dessin de ferraillage.....	59

CHAPITRE IV

Etude des éléments non structuraux

IV.1. Etude de l'acrotère.....	60
IV.1.1. Introduction.....	60
IV.1.2. Calcul du ferrailage.....	61
IV.1.3. Détermination des sollicitations.....	61
IV.1.4. Détermination des armatures.....	62
IV.1.5. Vérification des contraintes de cisaillement.....	66
IV.1.6. Dessin de ferrailage.....	66
IV.2. Etude des balcons.....	67
IV.2.1. Définition.....	67
IV.2.2. Descente de charge.....	67
IV.2.3. Calcul du ferrailage.....	69
IV.2.4. Calcul des armatures transversales.....	71
IV.2.5. Vérification de la flèche.....	71
IV.2.6. Le contre poids.....	72
IV.3. Etude des les escaliers.....	73
IV.3.1. Définition.....	73
IV.3.2. Dimensionnement.....	74
IV.3.3. Ferrailage des escaliers.....	78
IV.3.3.1. Escalier à paillasse avec deux paliers.....	78
IV.3.3.2. Escalier à marches porteuses.....	88
IV.3.4. Etude de la poutre brisée.....	94
IV.3.4.1- Pré-dimensionnement.....	94
IV.3.4.2. Evaluation des charges.....	95
IV.3.4.3 Calcul du ferrailage.....	96
IV.3.4.4. Schéma de ferrailage.....	101

CHAPITRE V

Etude sismique

V.1. Introduction.....	101
V.2. Méthode statique équivalente.....	101
V.2.1. Principe de la méthode.....	101

V.3. La méthode d'analyse modale spectrale.....	102
V.3.1.Principe de méthode.....	102
V.3.2.Modalisation.....	102
V.3.3.Présentation du logiciel.....	102
V.4.Etape de modélisation.....	103
V.5.Détermination des charges.....	103
V.6.Déterminations des combinaisons.....	104
V.7. Détermination du spectre de réponse.....	104
V.8.Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003).....	104
V.8.1. Résultante des forces sismiques de calcul.....	104
V.8.2.Vérification de coefficient K.....	109
V.8.3.Vérification des déplacements.....	110
V.8.4. Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$	112

CHAPITRE VI

Etude des éléments structuraux

VI.1.Introduction.....	113
VI.2.Ferraillage des portiques.....	113
VI.2.1.Combinaisons d'actions.....	113
VI.2.2.Ferraillage des poutres.....	114
VI.2.2.1.Ferraillages réglementaires.....	114
VI.2.2.2.Les sollicitations des poutres.....	114
VI.2.2.3.Calcul des armatures transversales.....	118
VI.2.3.Etude des poteaux.....	122
VI.2.3.1.Ferraillage réglementaire.....	122
VI.2.3.2.Les sollicitations des poteaux.....	126
VI.2.3.3.Vérification de l'effort tranchant.....	136
VI.3.Etude des voiles.....	139
VI.3.1.Combinaison d'actions.....	139
VI.3.2.Prescriptions imposées par RPA99.....	139
VI.3.3.Ferraillage vertical.....	140
VI.3.4.Ferraillage horizontal à l'effort tranchant.....	145

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction.....	148
VII.2.Combinaisons de calcul.....	149
VII.3.Vérification de type des semelles.....	149
VII.4.Etude du radier.....	150
VII.4.1.Pré dimensionnement du radier.....	151
VII.4.2.Détermination des sollicitations.....	155
VII.4.3.Ferraillage du radier.....	157
VII.4.4.Vérification de l'effort tranchant.....	162
VII.5.Calcul les poutres de libage (nervure).....	162
VII.5.1.Ferraillage des poutres.....	163
VII.5.2.Vérification au cisaillement.....	166
Conclusion générale.....	168

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I-1 : Vue façade principale.....	3
Figure I-2: Diagramme rectangulaire simplifié.....	7
Figure I-3: Diagramme Contraintes Déformations du béton.....	8
Figure I-4: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	8
Figure I-5: Diagramme contraintes-déformation de l'acier.....	10

CHAPITRE II

Figure II-1: Section des poutres principales.....	12
Figure II-2 : Section des poutres secondaires.....	13
Figure II-3: Planchers à corps creux.....	13
Figure II-4: dimensions d'un panneau de dalle.....	14
Figure II-5: Coupe plancher terrasse inaccessible.....	16
Figure II-6: Coupe de plancher courant.....	17
Figure II-7: Section transversale d'un plancher à dalle pleine.....	17
Figure II-8: hauteur libre de poteau.....	20
Figure II-9 : Dégression des charges d'exploitation.....	21
Figure II-10: Surface afférente au poteau le plus sollicité.....	22
Figure II-11: Coupe sur voile en élévation.....	25

CHAPITRE III

Figure III-1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	27
Figure III-2: Schéma réel d'un plancher à corps creux.....	28
Figure III-3: Dimensions des poutrelles.....	28
Figure III-4: Schéma d'une poutrelle.....	29
Figure III-5: Section de calcul en travée.....	35
Figure III-6: Section de calcul en appuis.....	37
Figure III-7: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	40
Figure III-8: Dimensions d'un panneau de dalle pleine.....	44
Figure III-9: Hypothèse de calcul.....	45

Figure III-10: Enrobage.....	45
Figure III-11: Disposition des armatures de la nappe supérieure.....	45
Figure III-12 : Schéma représentatif des différents types de panneaux.....	46
Figure III-13 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés.....	47
Figure III-14: Panneau de rive appuyé sur 4 cotés... ..	49
Figure III-15: Coordonnées de centre de gravité.....	57
Figure III-16: Ferrailage de la dalle pleine.....	59

CHAPITER IV

Figure IV-1: Schéma statique d'acrotère.....	60
Figure IV-2 : Coupe transversale de l'acrotère.....	60
Figure IV-3 : Section de calcul.....	62
Figure IV-4 : Position du point d'application de l'effort normal N_u	62
Figure IV-5 : Position de centre de pression.....	64
Figure IV-6: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	66
Figure IV-7 : Schéma statique du balcon.....	67
Figure IV- 8: Coupe sur balcon.....	67
Figure IV-9: Enrobage.....	69
Figure IV-10: Section de calcul.....	69
Figure IV-11 : Schéma du balcon avec un contre poids.....	72
Figure IV-12 : Schéma du ferrailage du balcon.....	72
Figure IV-13: Schéma d'escalier de trois volées.....	73
Figure IV-14: Différents éléments d'un escalier.....	73
Figure IV-15 : coupe sur paillasse.....	74
Figure IV-16: Schéma statique à l'ELU.....	78
Figure IV-17: Schéma statique à l'ELS.....	78
Figure IV-18 : Schéma statique de la section 1-1.....	79
Figure IV-19: Schéma statique de la section 2-2.....	80
Figure IV-20: Schéma statique de la section 3-3.....	80
Figure IV-21 : Diagrammes des moments fléchissant, effort tranchant et effort normaux à l'ELU.....	81
Figure IV-22 : Schéma statique de la section 1-1.....	82
Figure IV-23: Schéma statique de la section 2-2.....	82

Figure IV-24 : Schéma statique de la section 3-3.....	83
Figure IV-25 : Diagramme des moments fléchissant, effort tranchant et effort normaux à l'ELS.....	84
Figure IV- 26 : Section de calcul.....	85
Figure IV-27 : Section de calcul.....	86
Figure IV-28 : Schéma du ferrailage des escaliers à paillasse porteuse.....	87
Figure IV-29 : Schéma de la marche porteuse.....	88
Figure IV-30 : Schéma statique de la marche porteuse.....	89
Figure IV-31 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	89
Figure IV-32 : Section de calcul.....	90
Figure IV-33 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	90
Figure IV-34 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	91
Figure IV-35 : Coupe transversale sur la marche porteuse.....	92
Figure IV-36 : Dessin de ferrailage de la marche porteuse.....	93
Figure IV-37 : Section transversale de la poutre brisée.....	94
Figure IV-38 : Schéma statique de la poutre brisée.....	95
Figure IV-39 : Section de calcul de la poutre en travée.....	96
Figure IV-40 : Section de calcul de la poutre en appuis.....	98

CHAPITRE V

Figure V-1 : Vue 3D de la structure.....	103
Figure V-2 : Mode 1 translation sur (y-y).....	109
Figure V-3 : Mode 2 translation sur (x-x).....	110
Figure V-4 : Mode 3 rotation.....	110
Figure VI-1 : Section de calcul en travée.....	115
Figure VI-2 : Section de calcul en Appuis.....	117
Figure VI-3 : Armatures transversales.....	120
Figure VI-4 : Schéma ferrailage des poutres.....	121
Figure VI-5 : Sollicitation sur les poteaux.....	122
Figure VI-6 : Schéma de la zone nodale du poteau.....	123
Figure VI-7 : Espacement entre les armatures longitudinales d'un poteau.....	125
Figure VI-8 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	125
Figure VI-9 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.....	129

Figure VI-10: Position de N' , M' et M_1 sur la section transversale.....	131
Figure VI-11: Position de N' , M' et M_1 sur la section transversale.....	133
Figure VI-12 : La zone nodale.....	137
Figure VI-13 : Ferrailage des poteaux.....	138
Figure VI-14 : Resultats à L'ELU de l'effort normale N et Moment fléchissant.....	141
Figure VI-15 : Résultats à L'ELS de l'effort normale N et Moment fléchissant M	142
Figure VI-16 : Résultats à L'ELA de l'effort normale N et Moment fléchissant M	142
Figure VI-17 : Résultats de l'effort tranchant.....	146
Figure VI-18: Dessin du ferrailage du voile de contreventement.....	147

CHAPITRE VII

Figure VII-1: Types des fondations superficielles.....	149
Figure VII-2 : Surface de radier.....	150
Figure VII-3 : Schéma statique du Radier.....	151
Figure VII-4: Dimension du radier.....	154
Figure VII-5: Schéma des contraintes de sol à ELU.....	154
Figure VII-6: Schéma des contraintes de sol à ELS	155
Figure VII-7: Schéma des moments de radier sur axe XX à ELU.....	155
Figure VII-8: Schéma des moments de radier sur axe XX à ELS.....	156
Figure VII-9: Schéma des moments de radier sur axe YY à ELU.....	156
Figure VII-10: schéma des moments de radier sur axe YY à ELS.....	156
Figure VII-11: Schéma de l'effort tranchant de radier sur axe XX à ELS.....	162
Figure VII-12: Schéma de l'effort tranchant de radier sur axe YY à ELS.....	162
Figure VII-13: Schéma des moments sur les nervures à ELU.....	165
Figure VII-14: Schéma des moments sur les nervures à ELS.....	165
Figure VII-15: Schéma des efforts tranchants sur les nervures à ELU.....	166
Figure VII-16: Schéma ferrailage de fondation.....	167

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1: Types d'acier.....	9
--	---

CHAPITRE II

Tableau II.1: Charge du plancher terrasse.....	16
Tableau II.2: Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.....	17
Tableau II.3: Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du RDC.....	18
Tableau II.4 : Charges du mur extérieur.....	18
Tableau II.5 : Charges du mur intérieur.....	18
Tableau II.6 : Tableau de la dégression des charges d'exploitation.....	21
Tableau II.7: Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.....	26

CHAPITRE III

Tableau III.1: Evaluation des charges.....	30
Tableau III.2 : Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations.....	31
Tableau III-3 : Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles.....	34
Tableau III.4: Les valeurs des efforts maximums.....	34
Tableau III.5 : Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC.....	46
Tableau III.6 : Récapitulatif des sollicitations type 1.....	48
Tableau III.7 : Récapitulatif des sollicitations type 2.....	50
Tableau III.8 : Récapitulatif des sollicitations maximales.....	50

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.....	68
Tableau IV.2 : Les charges de la paillasse.....	77
Tableau IV.3 : Charge permanente du palier repos.....	77
Tableau IV.4 : Combinaison des charges de l'escalier.....	78
Tableau IV.5: Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.....	79
Tableau IV.6: Dimension de la section de la poutre brisée.....	94

Tableau IV.7: Tableau des moments.....	96
Tableau IV.8 : Calcul de l'espacement.....	100

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Valeur des Pénalités du facteur de qualité P_q	105
Tableau V.2: Valeur du poids de la structure W	107
Tableau V.3: Les modes et les périodes.....	109
Tableau V.4 : Vérification de déplacement.....	111

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants.....	115
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif de ferrailages trouvé par EXPERT.....	121
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	126
Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchant.....	127
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA/V2003...	137
Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif de toutes les armatures.....	138

CHAPITRE VII

Tableau VII.1 : Les sollicitations du radier.....	157
--	-----

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
 - **As** : Aire d'une section d'acier.
 - **At** : Section d'armatures transversales.
 - **B** : Aire d'une section de béton.
 - \varnothing : Diamètre des armatures.
 - α : Angle de frottement.
 - **Q** : Charge d'exploitation.
 - γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 - γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 - σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 - σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 - $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 - r_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 - r : Contrainte tangentielle.
 - **T** : L'effort de traction.
 - β : Coefficient de pondération.
 - σ_{sol} : Contrainte du sol.
 - **G** : Charge permanente.
 - ε : Déformation relative.
 - **E.L.U** : État limite ultime.
 - **E.L.S** : État limite service.
 - **N_{ser}** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 - **N_u** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 - **V** : Effort tranchant.
 - **T** : Période.
 - **St** : Espacement.
-

-
- λ : Élanement.
 - e : Épaisseur.
 - F : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - f : Flèche admissible.
 - L : Longueur ou portée.
 - LF : Longueur de flambement.
 - d : Hauteur utile.
 - Fe : Limite d'élasticité de l'acier.
 - Mu : Moment à l'état limite ultime.
 - $Mser$: Moment à l'état limite de service.
 - MT : Moment en travée.
 - Ma : Moment sur appuis.
 - $M0$: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
 - I : Moment d'inertie
 - Fi : Flèche due aux charges instantanées.
 - Fv : Flèche due aux charges de longue durée.
 - $I Fi$: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - $I Fv$: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - Eij : Module d'élasticité instantané.
 - Evj : Module d'élasticité différé.
 - Es : Module d'élasticité de l'acier.
 - $fc28$: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 - $ft28$: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 - fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 - α : élanement d'un panneau de dalle.
 - η : Coefficients de fissuration.
 - θ : Coefficient d'application de charge.
 - a : l'épaisseur de voile.
 - he : hauteur libre d'étage.
 - u : Coefficient de Poisson.
-

INTRODUCN
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent.

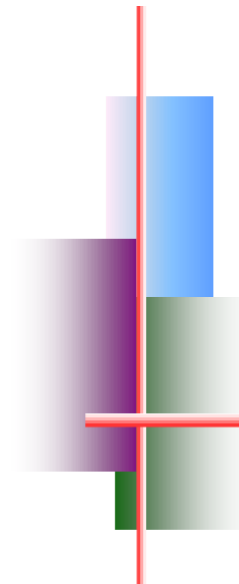
L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**IIa**), comportant un RDC plus 5 étages (R+5) et deux sous sol, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.



Chapitre I



Présentation du projet

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaires économique.

A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste l'étude d'un bâtiment (R+5+2Sous-sols) à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage sera implanté à MOSTAGANEM qui est classée selon le RPA99/Version 2003 comme zone de moyenne sismicité (IIa). Cet ouvrage est composé de :

- Deux (02) sous sols.
- Un RDC.
- Cinq (05) étages.
- Deux (02) cages d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

I.3.Caractéristiques géométriques du projet:

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architectures du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

- Hauteur totale.....26,01 m.
- Hauteur de l'étage courant3,06 m.
- Hauteur du RDC.....3,91 m.
- Hauteur du 1^{er} Sous-sol.....3,40 m.
- Hauteur du 2^{eme} Sous-sol.....3,40 m.
- Longueur totale du bâtiment.....21 m.
- Largeur totale du bâtiment.....13 m.

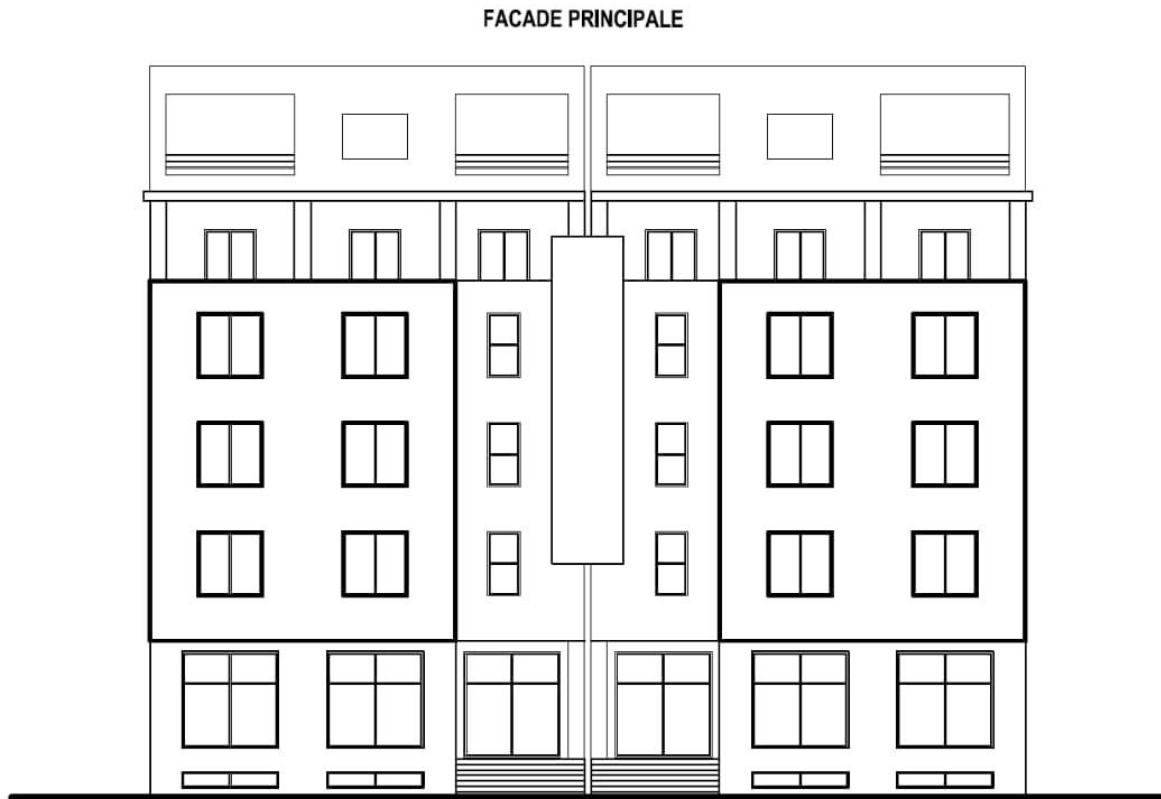


Figure I-1 : Vue façade principale.

I.4. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol ferme et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5$ bars
- Poids volumique du sol : $\gamma_{\text{h}} = 17$ KN/m³
- Angle de frottement interne : $\phi = 35^\circ$

I.5. Conception de la structure :

❖ L'ossature:

L'ossature de ce bâtiment est formée par un contreventement mixte, poteaux et de poutres constituant une série de portique auto stable.

❖ Les planchers:

Nous avons optés pour des planchers à corps creux (16+4), pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.

- Raison économique.
- En plus le projet est à usage d'habitation (charge d'exploitations ne sont pas assez importantes) les balcons sont en dalle pleine.

❖ Maçonneries:

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre logement sont constitués en double parois de briques (10cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 10cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10 cm.

❖ Revêtements:

- Le revêtement des murs est réalisé par mortier de ciment.
- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Le revêtement du sol et escalier est réalisé par du carrelage.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ Escaliers:

- Le bâtiment est muni de deux cages d'escalier ; composées de paliers, de paliasses réalisées en béton armé coulé sur place.

❖ L'acrotère:

- Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

❖ Isolation:

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1. le béton :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

I.6.1.1.Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations:

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et «serrage» du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

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 des coffrages aux quels on peut donner toutes les 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.

I.6.1.2. La résistance caractéristique du béton :

a. Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{c28} .

Exemples de résistances couramment atteintes d'après l'article A.2.1,13/ BAEL91:

- **20 MPa** sont facilement atteintes sur les chantiers convenablement outillés;
- **25 MPa** sont atteintes sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier;
- **30 MPa** peuvent être obtenue à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Pour notre étude on va opter pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

b. Résistance à la traction:

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.6.1.3. Déformation longitudinales du béton :**❖ Déformations instantanées «Eij»:**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de «j» jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton Eij est égale à:

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

Avec : Eij et fcj en [MPa].

❖ Déformations différées «Evj»:

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de «j».

Jours le module de déformation longitudinal différée du béton Evj est donné par la formule:

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

Avec: Evj et fcj en [MPa].

I.6.1.4. Coefficient de poisson :

- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

I.6.1.5. Diagrammes déformations –contraintes de béton :

On distingue (figure) :

- ❖ Le diagramme « parabole-rectangle ».
- ❖ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de:

- Sa simplicité d'emploi.

- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole-rectangle ».

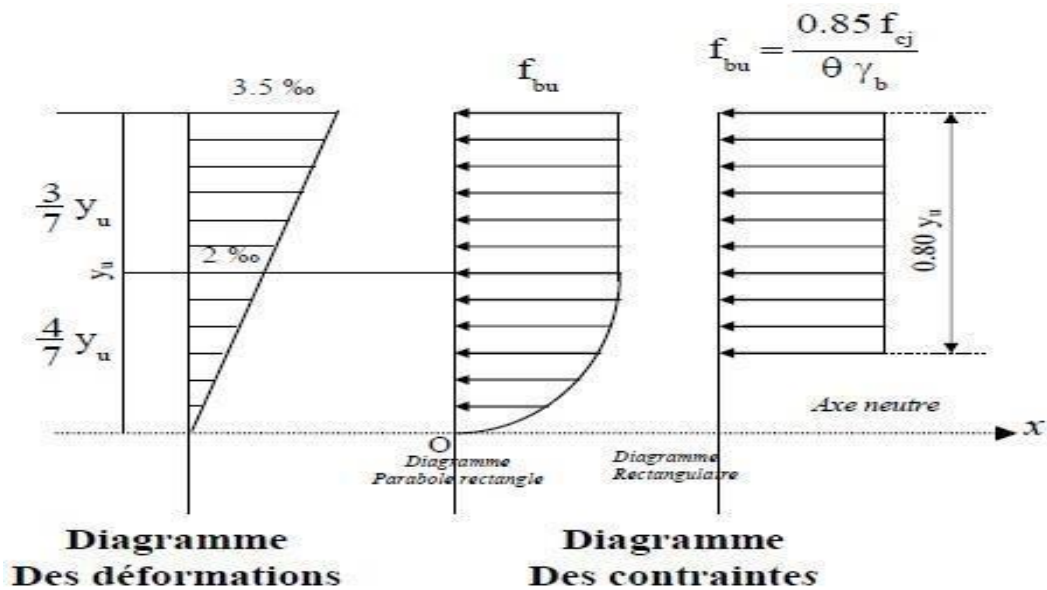


Figure I-2: Diagramme rectangulaire simplifié.

Avec:

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours.

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5.

f_{bu} : Contrainte de calcul.

θ : Coefficient d'application (voir le tableau).

θ	Durée d'application n
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

1.6.1.6. Les contraintes limitent :

❖ Etat limite ultime:

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

- La contrainte limite du béton en compression:

La contrainte limite ultime du béton en compression est donner par:

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} f_{c28}$$

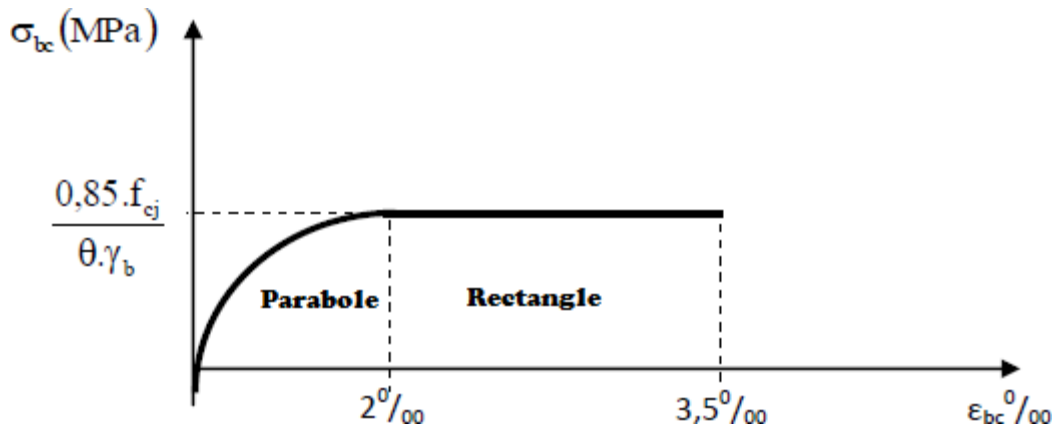


Figure I-3: Diagramme Contraintes Déformations du béton.

Notations:

$\gamma_b = 1,5$Situation durable.

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle.

$$\Theta = \begin{cases} 1.....t > 24h. \\ 0,9.....1h < t < 24h. \\ 0,8.....t < 1h. \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service:**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$.

$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$

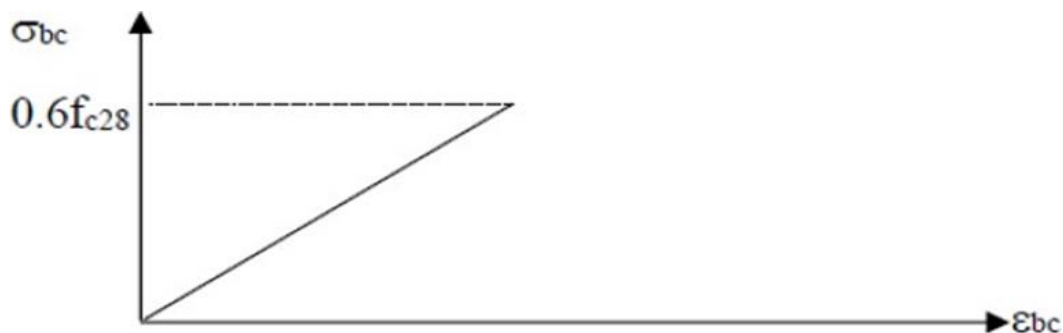


Figure I-4: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

● Contrainte limite de cisaillement :

$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

I.5.2.Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa. (C.B.A 93, A.2.2.1.)}$$

Tableau I.1: Types d'acier.

Type	Nuance	Limite élastique Fe(MPA)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute adhérence(HA)	FeE400	400	310 – 490	22%
Rond lisse (RL)	FeE235	235	550	12%
Treillis soudés	FeE500	500	550	12%

I.6.2.1.Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale: $E_s=200000 \text{ [MPa]}$.

I.6.2.2 Contraintes limites :

❖ **Etat limite ultime:**

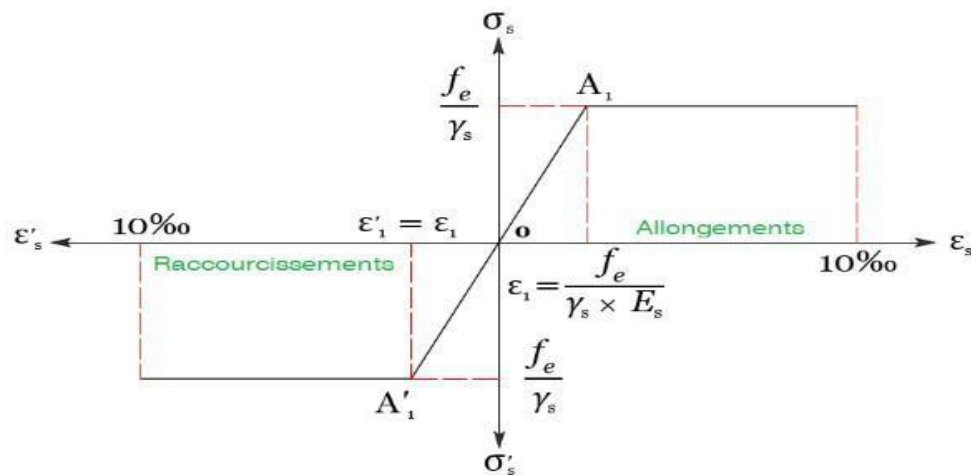


Figure I-5: Diagramme contraintes-déformation de l'acier.

Avec:

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante:

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur:

- $\gamma_s = 1,15$ situation durable.
- $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle.

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier:

- $\epsilon_s = \Delta L / L$

❖ **Etat limite de service:**

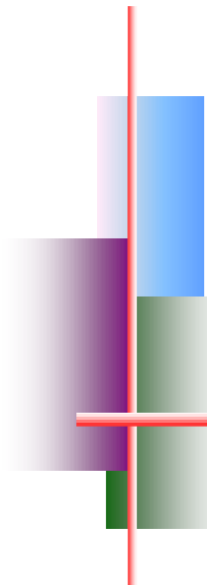
La contrainte limite de l'acier à la traction :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\left(\frac{2}{3}\right) f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable: $\sigma_s = \min(0,5 \times f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour rondes lisses.

$\eta = 1,6$ pour acier HA.



Chapitre III



*Prédimensionnement
des éléments résistants*

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.1.Introduction:

Pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

Se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA99 version 2003** », et « **CBA 93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des corps porteurs en béton armé ayant des dimensions transversales ($b \cdot h$) très petites devant la longueur L . Le rôle des poutres est de transmettre aux poteaux les efforts verticaux (charges verticales ramenées par les planchers).

Pour les poutres, on a deux types :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques suivantes et vérifiées par la suite selon le RPA99 (version 2003).

La formule est la suivante:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

D'où:

- L : Portée de la poutre entre nus.
- h : Hauteur de la poutre
- b : Largeur de la poutre

Puis en vérifié avec les conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- Pour la hauteur h doit être: $h \geq 30 \text{ cm}$
- Pour la largeur b doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport entre h et b doit être: $h/b \leq 4$

II.2.1.Poutre principale :

$$L = 525 \text{ cm}$$

$$35 \leq h \leq 52,5 \Rightarrow \text{On prend } h = 45 \text{ cm.}$$

$$18 \leq b \leq 36 \text{ On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification (selon RPA99 (version)) :

$$\text{Alors } (bxh) = (30 \times 45) \text{ cm}^2 .$$

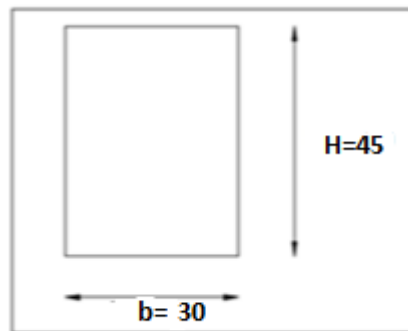


Figure II-1: Section des poutres principales.

II.2.2.Poutre secondaire :

$$L = 525 \text{ cm}$$

$$35 \leq h \leq 45 \Rightarrow \text{On prend } h = 40 \text{ cm.}$$

$$16 \leq b \leq 32 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification (selon RPA99 (version2003)):

$$40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h/b = 1,33 \text{ cm} \leq 4$$

Donc les trois conditions sont vérifiées.

Donc $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

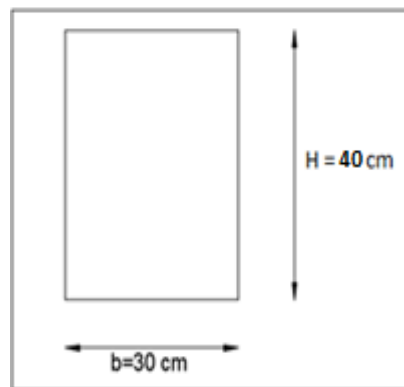


Figure II-2 : Section des poutres secondaires.

II.3. Pré dimensionnements des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser:

- ✓ Plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine

II.3.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués par des poutrelles, d'hourdis et une table de compression, comme indiqué la figure suivante:

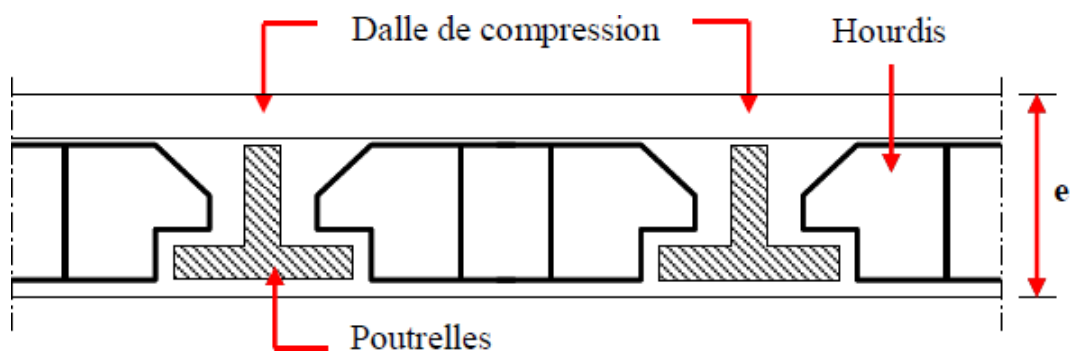


Figure II-3: Planchers à corps creux.

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante:

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec:

L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

h_t: l'épaisseur totale du plancher

On a:

$$L = 4,50 - 0,30 = 4,20$$

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{420}{25} \leq h_t \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 16,8 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

On prend: $h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$

II.3.2. Plancher à dalle pleine :

Nous avons des planchers en dalle pleine dans les balcons, ces dalles sont considérées comme des consoles et des dalles pleines dans la cage d'escalier et l'ascenseur.

L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir des conditions de résistance à la flexion (**B.A.E.L91**).

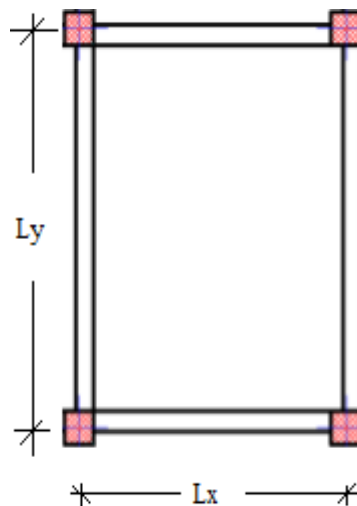


Figure II-4: dimensions d'un panneau de dalle.

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens:

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ [Article A.8.2,31/ BAEL91]

- La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:

- $0,4 \leq \rho \leq 1$

- La charge est uniformément répartie.

Ou bien dalle soumise à une charge concentrée quel que soit la valeur de ρ .

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

Avec: $L_x \leq L_y$

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : la plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour notre projet ; nous avons :

$$L_x = 4,50 - 0,30 = 4,20 \text{ m}$$

$$L_y = 5,25 - 0,30 = 4,95 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,20}{4,95} = 0,848 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

Donc: la dalle porte suivant les deux sens

$$\frac{1}{50} \times L_x = 8,4 \text{ cm} \leq hd \leq \frac{1}{40} \times L_x = 10,5 \text{ cm} \Rightarrow hd = 10 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes:

• Conditions d'isolation acoustique:

- Contre les bruits aériens: $2500 \times hd \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 14 \text{ cm}$

- Contre les bruits d'impacts : $2500 \times hd \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 16 \text{ cm}$

• Conditions de sécurité en matière d'incendie:

- Pour une heure de coupe-feu $\Rightarrow hd = 7 \text{ cm}$

- Pour deux heures de coupe-feu $\Rightarrow hd = 11 \text{ cm}$

- Pour quatre heures de coupe-feu $\Rightarrow hd = 17,5 \text{ cm}$

II.4.Descente de charges :

II.4.1.Introduction :

La descente des charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, son calcul consiste à répertorier et à reprendre l'ensemble des charges à tous les niveaux de l'ouvrage pour les reporter au niveau du sol d'assise, elles peuvent être réparties uniformément ou non sur un élément de construction ou concentrées, en prenant compte les charges permanentes, les charges d'exploitations et d'entretien, les charges climatiques et les charges accidentelles, son objectif est de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

II.4.2.Plancher terrasse inaccessible :

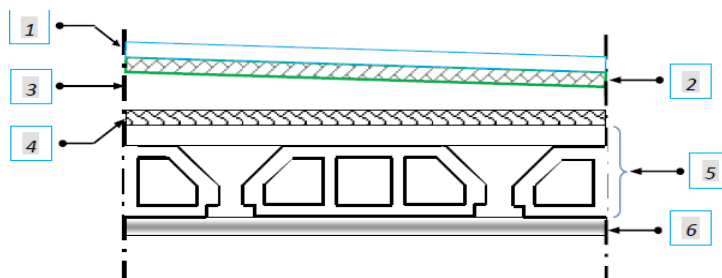


Figure II-5: Coupe plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1: Charge du plancher terrasse.

Matériaux	P(KN/m ³)	Ep(m)	G(KN /m ²)
1- Protection gravillon	20	0,05	1,00
2- Etanchéité multicouche) (FEUTRE 36 S AC)	6	0,02	0,12
3- Forme de pente	22	0,10	2,20
4- Isolation thermique	4	0,04	0,16
5-Dalle en corps creux	14	0,2	2,80
6- Enduit platre	10	0,02	0,20
			G=6,48 KN/m²
			Q=1,00 KN/m²

II.4.3. Plancher étage courant :

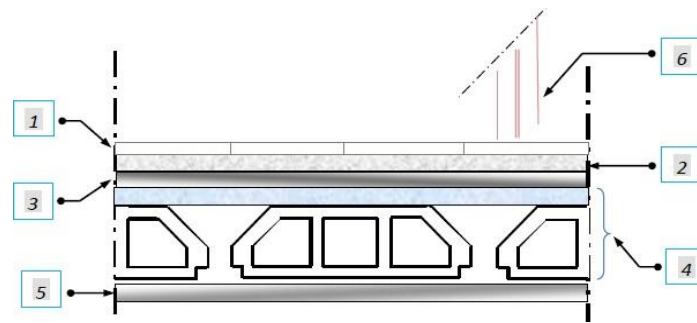


Figure II-6: Coupe de plancher courant.

Tableau II.2: Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.

Matériaux	P(KN/m ³)	Ep(m)	G(KN/m ²)
1- Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2-Mortier de pose	22	0,02	0,44
3-Lit de sable	18	0,02	0,36
4-Plancher à corps creux	14	0,2	2,80
5-Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
6-Cloison intérieures	10	0,1	1,00
			G=5,24KN/m²
			Q= 1,50KN/m²

II.4.4.Dalle pleine :



Figure II-7: Section transversale d'un plancher à dalle pleine.

Tableau II.3: Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du RDC.

Matériaux	P(KN/m ³)	Ep(m)	G(KN/m ²)
1- Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2-Mortier de pose	22	0,02	0,44
3-Lit de sable	18	0,02	0,36
4- Enduit en ciment	10	0,02	0,2
5- Cloison lé	10	0,1	0,1
6-Dalle pleine	25	0,16	4
			G=5,54KN/m²
			Q= 2,50KN/m²

II.4.5.Maçonnerie :**a) Mur extérieur :****Tableau II.4 :** Charges du mur extérieur.

Matériaux	P(KN/m ³)	Ep(m)	G(KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	12	0,02	0,24
2- Briques creuses	9	0,01	0,90
3- Brique creuse	9	0,15	1,35
4- Enduit en ciment	20	0,02	0,40
			G = 2,89 KN/m²

a) Mur intérieur :**Tableau II.5 :** Charges du mur intérieur.

Matériaux	P(KN/m ³)	Ep(m)	G(KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	12	0,02	0,24
2- Briques creuses	9	0,01	0,90
3- Enduit en intérieur	12	0,02	0,24
			G = 1,38 KN/m²

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux se sont des éléments porteurs, leurs fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenée par les poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le **RPA99 version 2003** et le **BAEL99**.

II.5.1. les conditions de pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes:

- a. Condition de résistance.
- b. Condition de stabilité.
- c. Condition imposée par le **R.P.A99v2003**.

$$Br \geq \left[b \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99 (version 2003)

On prendra $A / Br = 0,9\% = 0,009$ (Zone IIa)

- **Br** : Section réduite du béton ;
- **θ** : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).
- **β** : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 (\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

➤ On se fixe un élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où: $\beta = 1 + 0,2 (35/35)^2$ à $\beta = 1,2$

- **Nu**: l'effort normal ultime sollicitant un poteau.

$$Nu = 1,35 Ng + 1,5 Nq$$

Ng: Effort normal dû aux charges permanentes.

Nq: Effort normal dû aux charges d'exploitations.

- σ_{bc} : Résistance du béton en compression à l'état limite ultime.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

- **FeE400** $\rightarrow \sigma_s$: Résistance des aciers à L'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

La formule est simplifiée et devient:

$$Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,9}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot Nu \Rightarrow Br \geq 0,6627 \cdot Nu$$

II.5.1.2. Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles de (CBA.93) on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- λ : l'élancement du poteau.
- l_0 : hauteur d'étage.
- **a** : section du poteau.
- L_f : Longueur du flambement.

II.5.1.3. Vérification des conditions de l'R.P.A 99 V2003 :

Pour zone III : on a

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec h_e : La hauteur libre d'étage.

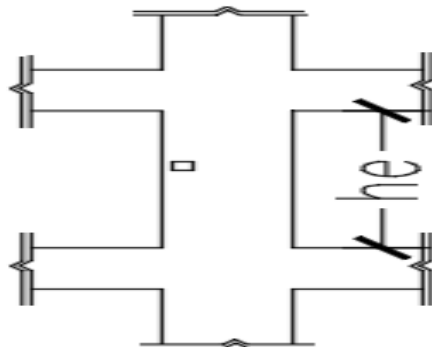


Figure II-8: hauteur libre de poteau.

II.5.2. Dégression des surcharges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Soit Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n (la numérotation est à partir du sommet du bâtiment).

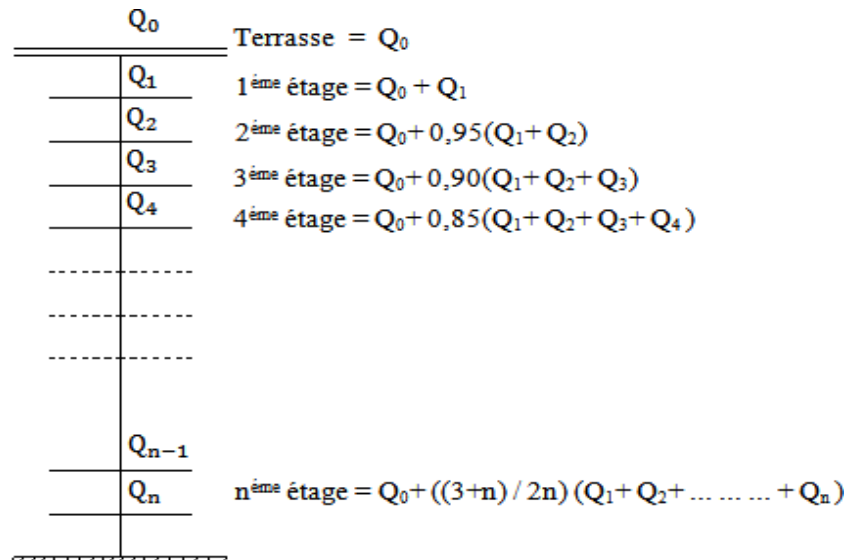


Figure II-9 : Dégression des charges d'exploitation.

Tableau II.6 : Tableau de la dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Formule de calcul	Chargé d'exploitation Q (KN/m ²)
Sous 5 ^o Etage	Q_0	1,00
Sous 4 ^o Etage	$Q_0 + Q$	2.5
Sous 3 ^o Etage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3.85
Sous 2 ^o Etage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5.05
Sous 1 ^o Etage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6.10
Sous RDC	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,00
Sous-sol 1	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7.75
Sous-sol 2	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8.50

II.5.3. Calculs de la section du poteau :

a) Détermination de la surface afférente:

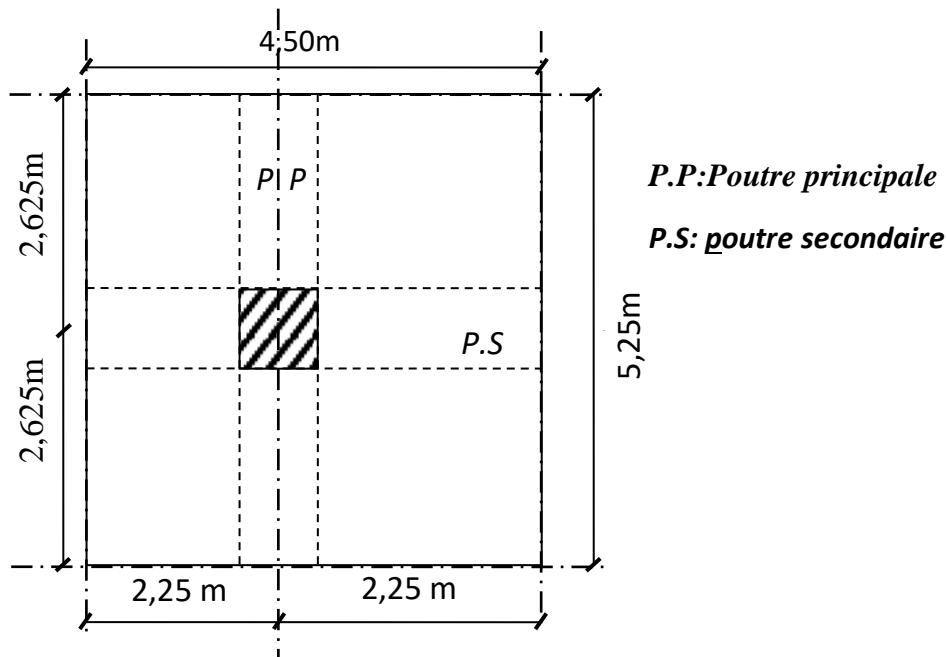


Figure II-10: Surface afférente au poteau le plus sollicité.

La surface afférente:

$$S_{\text{aff}} = 5,25 \times 4,50$$

$$S_{\text{aff}} = 23,625 \text{ m}^2.$$

b) Poids total des poutres principales et secondaires

- La longueur afférente de poutre principale: $L_{\text{aff}} = 5,25 \text{ m}$.
- La longueur afférente de poutre secondaire: $L_{\text{aff}} = 4,50 \text{ m}$.
- Poids propre des poutres principales et secondaires:

$$P_p \text{ (poutre principale) : } 2500 \times 0,30 \times 0,45 = 337,5 \text{ daN/ml.}$$

$$P_s \text{ (poutre secondaire) : } 2500 \times 0,3 \times 0,40 = 300 \text{ daN/ml.}$$

$$P_t = (337,5 \times 5,25) + (300 \times 4,50) = 3121,88 \text{ daN/ml.}$$

c) Effort normal ultime des poutres Nup :

$$N_{\text{upp}} = 1,35 \times P_p \text{ (poutre principale) } \times L_{\text{affpp}}$$

$$N_{\text{upp}} = 1,35 \times 337,5 \times 5,25$$

$$N_{\text{upp}} = 2392,031 \text{ daN}$$

$$N_{\text{ups}} = 1,35 \times P_s \text{ (poutre secondaire) } \times L_{\text{affps}}$$

$$N_{ups} = 1,35 \times 300 \times 4,50$$

$$N_{ups} = 1822,5 \text{ daN}$$

Avec: n nombre d'étage

$$N_{upp} = 2392,031 \times 6 = 14352,186 \text{ daN}$$

$$N_{ups} = 1822,5 \times 6 = 10935 \text{ daN}$$

$$N_{up} = 1,35 \times P_i \times n = 1,35 \times 3121,88 \times 6 = 25287,228 \text{ daN}$$

d) Poids propre de plancher :

$$G \text{ cumulé} = 648 \text{ daN/m}$$

$$Q \text{ cumulé} = 100 \text{ daN/m}$$

$$N \text{ plancher} = (1,35 \times G \text{ cumulé} + 1,5 \times P \text{ cumulé}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N \text{ plancher} = [(1,35 \times 648) + (1,5 \times 100)] \times 23,625$$

$$N \text{ plancher} = 24210,9 \text{ daN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 (N \text{ plancher} + N_{up}) = 1,15 (24210,9 + 25287,228)$$

$$N_u = 56922,847 \text{ daN} = 569,228 \text{ KN}$$

La section réduite du béton :

$$B_r \geq 0,6627 \times N_u$$

$$B_r \geq 0,6627 \times 569,228 = 377,23 \text{ cm}$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 377,23 \text{ cm}^2$$

On suppose que la section du poteau est carrée:

$$a = b \geq \sqrt{B_r + 2} \Rightarrow a = b \geq \sqrt{377,23 + 2} \Rightarrow a = b \geq 21,422 \text{ cm}$$

Donc on choisit (30×30) cm² la section du poteau au dernier niveau et on fait la vérification.

➤ *Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003)*

- Vérification des dimensions :

1- $\min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ en Zone IIa $\Rightarrow \min(a, b) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2- $\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \min(a, b) = 30 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Avec: h_e = hauteur libre de l'étage = 3,06 m

3- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ *Critère de flambement*

$\lambda = l_f / i$ (Article B 8.4.1 BAEL91) Avec:

- λ : L'élançement mécanique d'une pièce comprimée.
- l_f : Longueur de flambement d'une pièce $l_f = 0.7 \times l_0$ (Article B8.3.31 BAEL91).
- l_0 : Longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de ses jonctions avec la fondation à la face supérieure du premier plancher (**Article B.3.1 BAEL91**).

$$l_0 = 3,06\text{m}$$

- i : Rayon de giration de la section droite du béton seul.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec : } I = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

I: Moment d'inertie.

B: Section du béton

$$\lambda = l_f / i \leq 35$$

Nous avons:

$$B = a \times b$$

$$a = b$$

$$I = (a \times a^3) / 12 \Rightarrow i = \sqrt{I/B} = a / \sqrt{12}$$

$$\Rightarrow \lambda = (l_f \times \sqrt{12}) / a = (0,7 \times 306 \times \sqrt{12}) / 30 = 24,73$$

$$\Rightarrow \lambda = 24,73 \leq 35 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

II.6. Pre dimensionnement des voiles :

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du **RPA99**(version 2003) qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

_Les charges verticales: charges permanentes et surcharges.

_Les actions horizontales: effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99** version 2003 article 7.7.1 3 les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

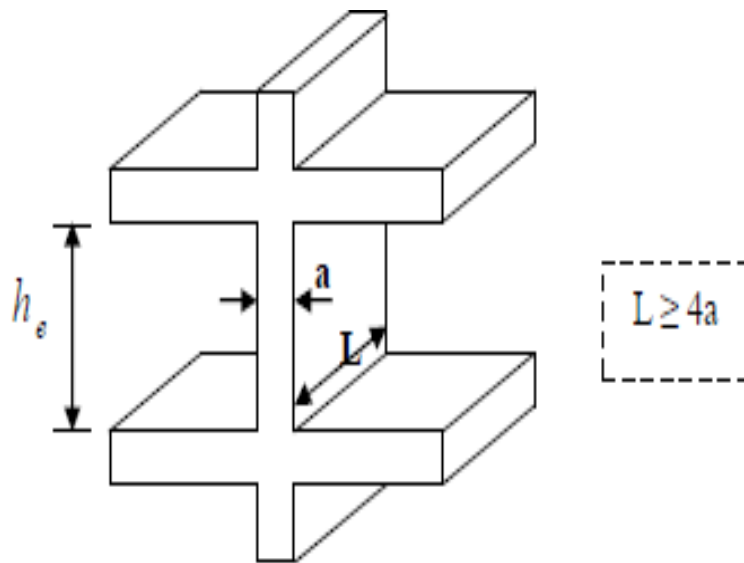


Figure II-11: Coupe sur voile en élévation.

Avec:

L: porté du voile.

a: épaisseur du voile.

➤ *Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003 :)*

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = h - h_d = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Avec:

h_e: Hauteur libre d'étage.


$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

- On adopte un voile de contreventement d'épaisseur :

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



Chapitre III



Étude des planchers

CHAPITRE III

ETUDE DES PLANCHERS

III.1.Introduction:

Les planchers sont déportés horizontaux de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, il limite les différents niveaux d'un bâtiment et ont pour fonction :

- Isolation thermique et acoustique.
- Supporter la totalité des charges permanentes et d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux.

Dans notre construction, on peut distinguer deux types de planchers:

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.Plancher corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux:

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle (solive) comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (**fig.III.1**).

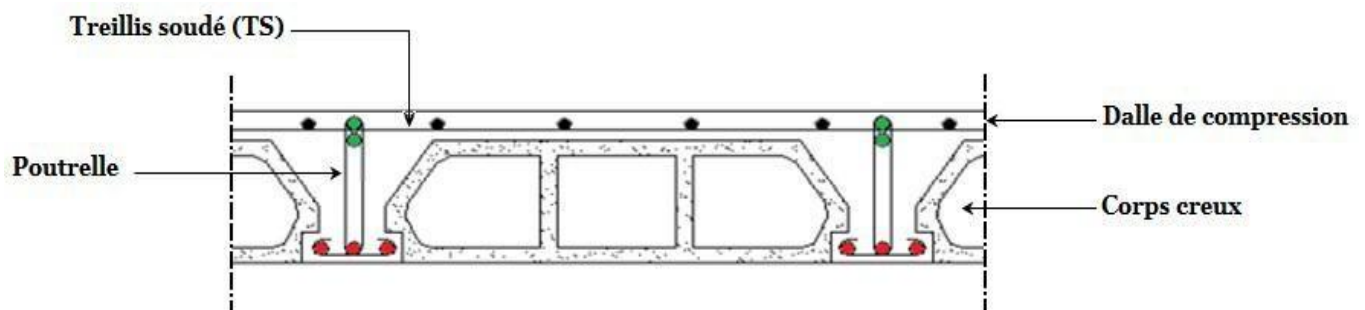
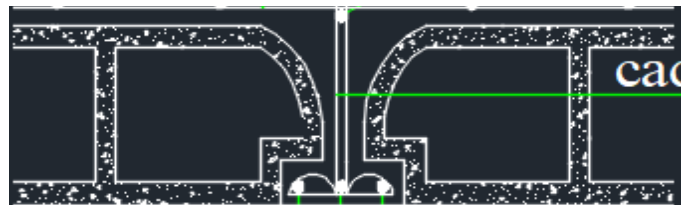


Figure III-1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles :

Le plancher qu'on va étudier est composé de corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

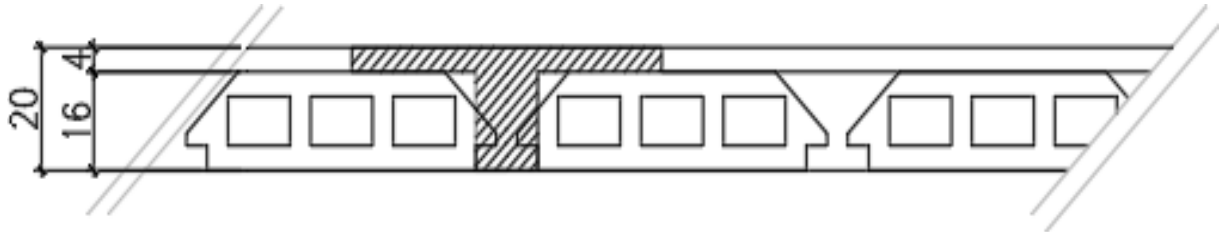


Figure III-2: Schéma réel d'un plancher à corps creux.

Les poutrelles travaillent comme une section en T :

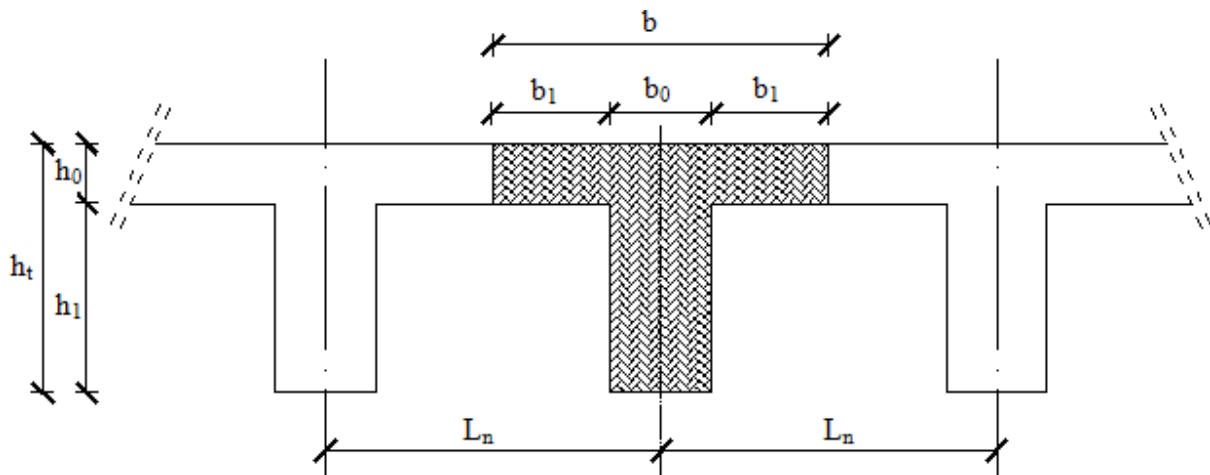


Figure III-3: Dimensions des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \end{array} \right.$$

Avec:

Ln : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$) [**DTRB.C.2.2/AnnexeC3**] ;

L: la portée maximale entre nus d'appuis ($L = 450 \text{ cm}$) ;

h₀: la hauteur maximal de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$) ;

b₀ : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

Donc:

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 45 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 32 ; 48) = 24 \text{ cm}$. On prend : **b₁ = 24 cm**.

Donc La largeur de la dalle de compression est:

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 24) + 12 = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

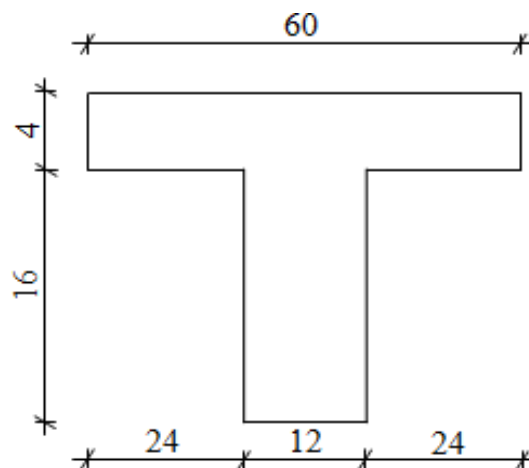


Figure III-4: Schéma d'une poutrelle.

III.2.2. Etude des poutrelles :

Etat limite ultime : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

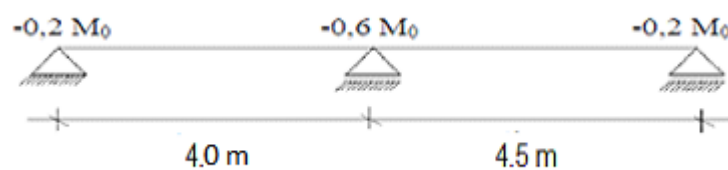
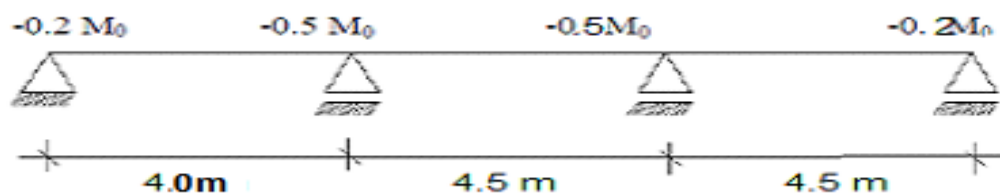
Etat limite de service: $q_s = (G + Q) \times b$

Tableau III.1: Evaluation des charges.

Charges Niveau	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m ²]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m ²]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u=q_u \times b$ [KN/m _L]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times b$ [KN/m _L]
Plancher terrasse	Inaccessible	6,48	1	10,25	7,48	0,6	6.15	4.49
1 ^{ère} 4 ^{ème} étage	Habitation	5,24	1,5	9,32	6,74	0,6	5.59	4.04

❖ Types de poutrelles:

Dans notre structure, nous avons 03 types des poutrelles :

Type01:Type02:Type03:

III.2.3. Méthode de calcul :

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire (plancher à charges d'exploitation modérées);
- La méthode de Caquot (plancher à forte surcharge).

III.2.3.1. Choix de la méthode de calcul :

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (plancher à charges d'exploitation modérées) :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. La charge d'exploitation doit vérifier: $Q \leq \max (2 \times G ; 5) \text{ [KN/m}^2\text{]}$;
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
($0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$)
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

1. $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ pour le plancher de terrasse.
Donc : $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (2G ; 5) \text{ [KN/m}^2\text{]}$ C.V.
2. Les moments d'inerties est constant. C.V.
3. ($0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{450}{450} = 1 \leq 1,25$) C.V.
4. La fissuration est peu nuisible. C.V.

Tableau III.2 : Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations.

Types	Méthode utilisée	Observation
1	Forfaitaire	Conditions vérifiées
2	Forfaitaire	Conditions vérifiées
3	Forfaitaire	Conditions vérifiées

- Application de la méthode forfaitaire:

α : le rapport des charges d'exploitations (QB), à la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation en valeur non pondérées :

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

M₀ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charge et surcharges.

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

M_w et **M_e** : respectivement les valeurs absolues des moments appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t, **M_e** et **M_w** doivent vérifier les conditions suivantes :

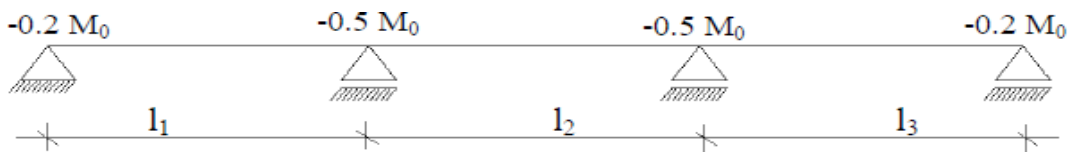
$$1) \mathbf{M_t} \geq \text{Max} \left(1,05M_0 - \frac{M_1+M_2}{2}; (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \right).$$

$$2) \text{Travée intermédiaire : } \mathbf{M_t} \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

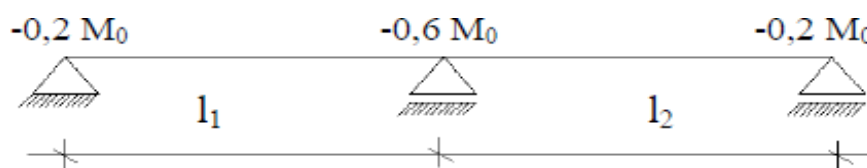
$$3) \text{Travée de rive : } \mathbf{M_t} \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale :

- 0,5M₀.....Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.



- 0,6 M₀... Pour une poutre à deux travées.



III.2.4.Détermination des efforts internes :

Type01:



• Calcul moment isostatique M₀ :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,15 \times 4,5^2}{8} \Rightarrow M_0 = 15,57 \text{ KN. m}$$

- **Calcul les moments sur appuis:**

$$M_1 = M_2 = -0,2 M_0 = -0,2 \times 15,57 = -3,11 \text{ KN.m}$$

- **Calcul Le moment en travée :**

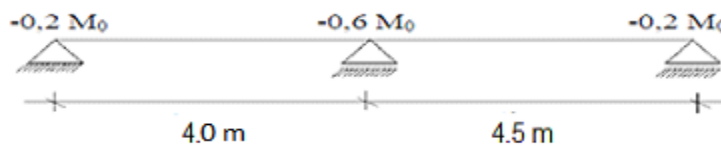
$$M_T = 0,8 M_0 = 0,8 \times 15,57 = 12,46 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts tranchants :**

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{L} = \frac{6,15 \times 4,5}{2} = 13,84 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2} = -\frac{6,15 \times 4,5}{2} = -13,84 \text{ KN}$$

Type02:



- **Calcul moment isostatique M0 :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}, \quad L \text{ max} = 4,5 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{6,15 \times 4,5^2}{8} \Rightarrow M_0 = 15,57 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les moments sur appuis:**

- Appuis de rive :

$$M_1 = M_3 = -0,2 M_0 = -0,2 \times 15,57 = -3,11 \text{ KN.m}$$

- Appui intermédiaire :

$$M_2 = -0,6 M_0 = -0,6 \times 15,57 = -9,34 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \Rightarrow \alpha = 0,134$$

- travée de rive :

$$M_T + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha)M_0)$$

- **Les efforts tranchants :**

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{L}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

Tableau III-3 : Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles.

- **TERRASSE :**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-3,11	-2,27	12,46	9,07	13,84
2	-9,34	-6,82	10,12	11,80	15,22
3	-7,79	-5,68	7,96	7,96	15,92

- **ETAGE COURANT :**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-2,83	-2,05	11,32	8,18	12,58
2	-8,49	-6,14	9,43	11,00	14,46
3	-7,07	-5,11	10,14	7,33	13,83

Tableau III.4: Les valeurs des efforts maximums.

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
-9,34	-6,82	12,46	11,80	15,92

III.2.5. Ferrailage des poutrelles :

a. En travée:

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 12,46 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_T = 54412,8 \text{ N.m} = 54,41 \text{ KN.m}$$

$M_T = 54,41 \text{ KN.m} > M_{tu} = 12,46 \rightarrow$ La zone comprimées est trouve dans la table de compression, Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $((b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

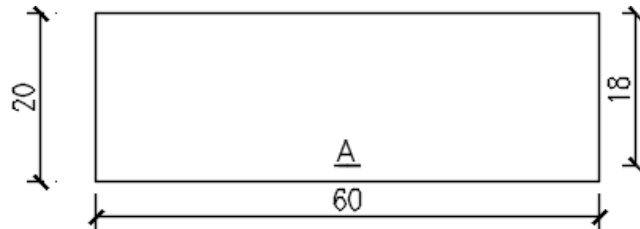


Figure III-5: Section de calcul en travée.

• Vérification de l'existence des armatures comprimées A':

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12460}{14.17 \times 60 \times 18^2} = 0,045$$

$$\mu = 0,045 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE 400)} \Leftrightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,058$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,977$$

• Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12460}{348 \times 0,977 \times 18} = 2,04 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité:[CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 2,04 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :** 3T10 $\longrightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$

❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_t^{\text{ser}} = 11,80 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'étendu de la zone comprimée:**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (18 - 4) \Rightarrow H = -15,6 < 0$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30.A.d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 \times 30 \times 2,36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{(18,95)^2 + 170,2} = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0) \times (y_1 - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4,05^3 - (60 - 12) \times (4,05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,05)^2 = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = \frac{11800}{7216,97} = 1,64$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,64 \times 4,05 = 6,64 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple.} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{12460}{11800} = 1,06$$

$$\alpha = 0,039 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,06 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28$$

$$\sigma_b = 6,64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion:**

$$\sigma_b = 6,64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

⇒ **Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.** (Aucune vérification pour (σ_s)).

h.En appui:

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_a^u = -9,34 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0$ ⇒ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

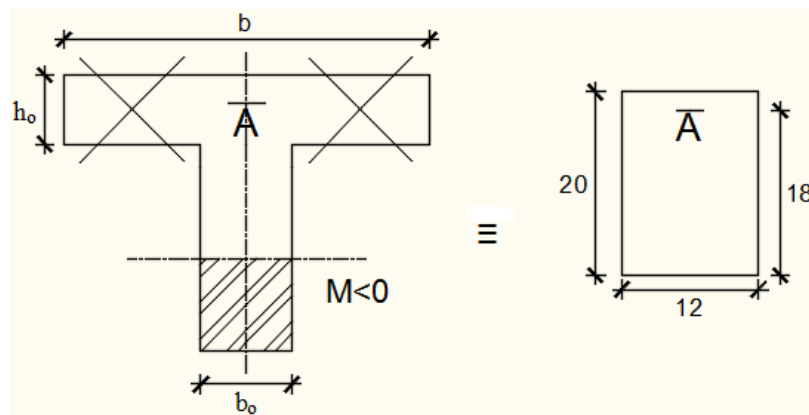


Figure III-6: Section de calcul en appuis.

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9340}{14,7 \times 60 \times 18^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,983$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9340}{348 \times 0,983 \times 18} = 1,52 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,52 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :** 2T10 \longrightarrow $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

- ❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_t^{\text{ser}} = -1,71 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexionsimple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{2370}{1710} = 1,38$$

$$\alpha = 0,039 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\sigma_b = 5,18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion:**

$$\sigma_b = 5,18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible.

\Rightarrow **Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.** (Aucune vérification pour (σ_s)).

III.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 15,92 \text{ KN} = 15920 \text{ N}$$

a- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 15920 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc: il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] \text{ [CBA93/A.5.1.3.2.1].}$$

$$A_{\text{inf}} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[15920 + \frac{9340}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\eta_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{15920}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \eta_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\eta_u = 0,74 \text{ MPa} < \eta_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d-Section des armatures transversales A t :

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\text{imin}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 6 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

Armature	Longitudinale	Transversale
En travée	3 HA10	2 Ø6
Sur appuis	2 HA10	2 Ø6

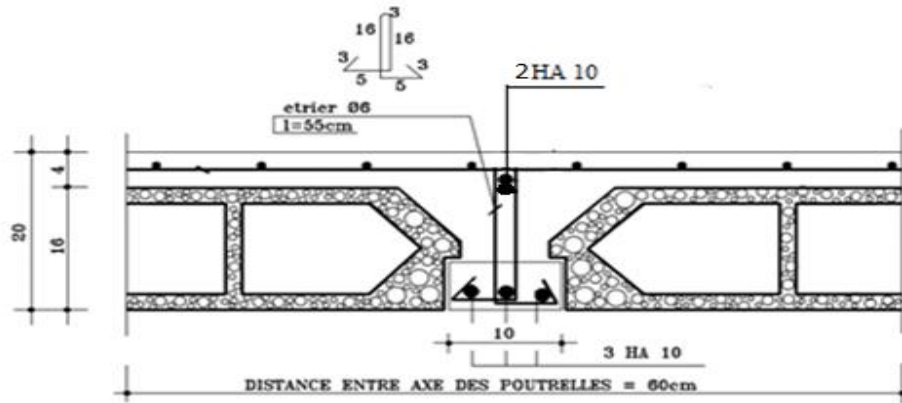


Figure III-7: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\eta_u - 0,3f_{t28} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha \times \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\eta_u - 0,3f_{t28} \times K)} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times 51,10 - 0,3 \times 2,1} = 19 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40) = 16,2 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

III.2.7. Vérification de la flèche :

• **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S ; Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^S}{M_a^S} \right)$
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

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

h : la hauteur totale de la section droite.

M_t^s : moment maximal en travée a l'E.L.S.

M_a^s : moment maximal en appuis a l'E.L.S.

A : section des armatures tendues a l'E.L.S

• **Vérification des conditions :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450} \geq \frac{1}{16} = 0,044 < 0,625 \rightarrow$ Condition non vérifiée.
- $\frac{h}{L} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right) \Rightarrow \frac{20}{310} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{11800}{6820} \right) \Rightarrow 0,044 < 0,173 \rightarrow$ Condition non vérifiée.
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,010 < 0,011 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

➤ **Conclusion :**

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée, donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que : $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

- f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dus à la charge g ;
- f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;
- f_{pi} : La flèche dus à la charge totale p ;

➤ **Calcul des charges :**

- **g** : charge permanente après mise en place des cloisons ;
 $g = G \times 0,6 \times 1,00 = 0,6 \times 648 = 388,8 \text{ daN/ml}$
- **j = g**: charge permanente avant mise en place des cloisons ;
 $j = g = 388,8 \text{ daN/ml} = 3888 \text{ N/ml}$
- **p** : charge totale ; $p = (G + Q) \times 0,6 = (648 + 100) \times 0,6 = 448,8 \text{ daN/m} = 4488 \text{ N/m}$.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_g = M_j = 0,80 \frac{g \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{3888 \times 4,5^2}{8} = 7873,2 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0,80 \frac{p \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{4488 \times 4,5^2}{8} = 9088,2 \text{ daN.m}$$

➤ **Modules de déformations longitudinaux:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie (I_0):**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{(60 - 12) \times 4 \times 4 + 12 \times 20 \times 10 + 15 \times 2,36 \times 18}{4 \times 48 \times 12 \times 20 + 15 \times 2,36} = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des moments d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7,32^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,32 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12,68^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 7,32)^2$$

$$I_0 = 19451,65 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations:**

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,093 \quad \text{tableau} \quad \text{-----} \rightarrow \beta_1 = 0,856$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7873,2}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 216,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{9088,2}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 249,93 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01093 \times 216,52 + 2,1} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01093 \times 249,93 + 2,1} = 0,28 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):**

$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) \times 0,01093} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{0,02f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) \times 0,01093} = 1,47$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,65}{1 + 1,47 \times 0,32} = 14551,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = I_{fji} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,65}{1 + 3,69 \times 0,32} = 9811,45 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \times 19451,65}{1 + 3,69 \times 0,28} = 10523,71 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche (totale et admissible):**

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{7873,2 \times 450^2}{10 \times 10818,87 \times 1455,70} = 1,01 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = f_{ji} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{7873,2 \times 450^2}{10 \times 32164,19 \times 9811,45} = 0,52 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}} = \frac{9088,2 \times 450^2}{10 \times 32164,19 \times 10523,71} = 0,54 \text{ cm}$$

• **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (1,01 - 0,52) + (0,54 - 0,2)$$

$$\Delta f_t = 0,83 \text{ cm}$$

• **La flèche admissible :**

$$L = 4,50 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{t_{\max}} = \frac{450}{500} = 0,90 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta f_t = 0,83 \text{ cm} < \Delta f_{t_{\max}} = 0,90 \text{ cm} \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

III.3. Plancher dalle pleine :

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions L_x et L_y dont ($L_x \leq L_y$) et d'une épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé. Ce sont des dalles partiellement ou totalement encastrés sur le contour des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyé sur le contour).

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

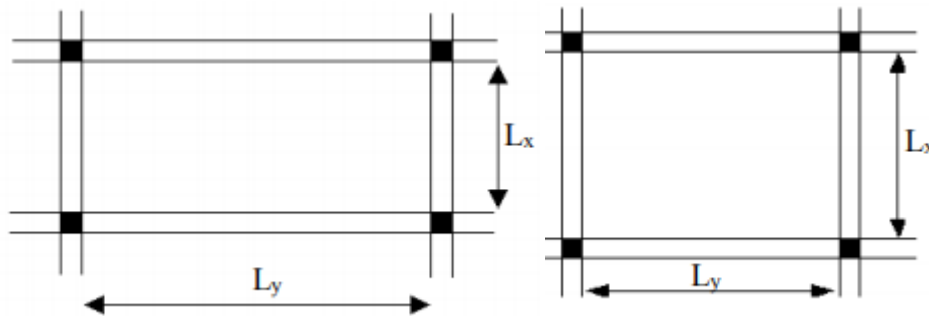


Figure III-8: Dimensions d'un panneau de dalle pleine.

III.3.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (**voir chap. II**), et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe du calcul est basé sur :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés
- Considérons 2 bandes :
 - ✓ Une bande suivant le sens x de longueur l_x de largeur 1 m ;
 - ✓ Une bande suivant le sens y de longueur l_y de largeur 1 m.
- Une charge élémentaire P appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à l'ELS.

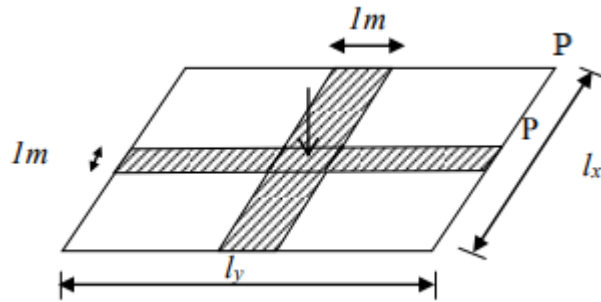


Figure III-9 : Hypothèse de calcul.

➤ **Conclusion :**

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens est soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens.
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

➤ **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après l'article A.7.2,2 BAEL91, on a :

$$\Phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } : h_d = 16 \text{ cm} \rightarrow \Phi \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

On prendra : $\Phi = 1 \text{ cm}$

La fissuration est considéré comme préjudiciable : $a = 1 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C_x = a + \frac{\Phi}{2} \Rightarrow C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2} \Rightarrow C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm}$$

➤ **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

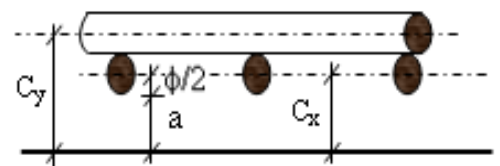


Figure III-10: Enrobage.

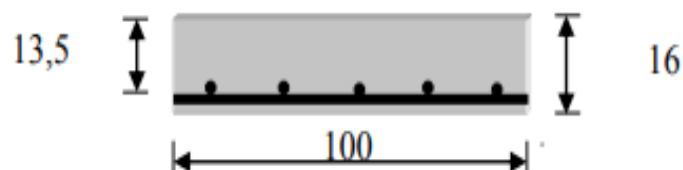


Figure III.11: Disposition des armatures de la nappe supérieure.

➤ **Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16 ; 33) \Rightarrow \delta = 33 \text{ cm}$

➤ **Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

Tableau III.5 : Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC.

Charges	Destinations	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [daN/m ²]	$q_{ser}=G+Q$ [daN/m ²]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u=q_u \times$ [daN/ m ²]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times$ [daN /m ²]
Niveau								
R.D.C	Commerce	554	250	1122.9	804	1	1122.9	804

➤ **Calcul des sollicitations :**

Etat limite ultime: $\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$

Etat limite de service: $\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times \bar{q}_{ser} \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$

Avec : μ_x et $\mu_y = f\left(\rho = \frac{l_x}{l_y}; \nu\right)$

et Coefficient de poisson : $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré [ELU]} ; \\ \nu = 0,2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré [ELS]} . \end{cases}$

➤ **Mode d'encastrement :**

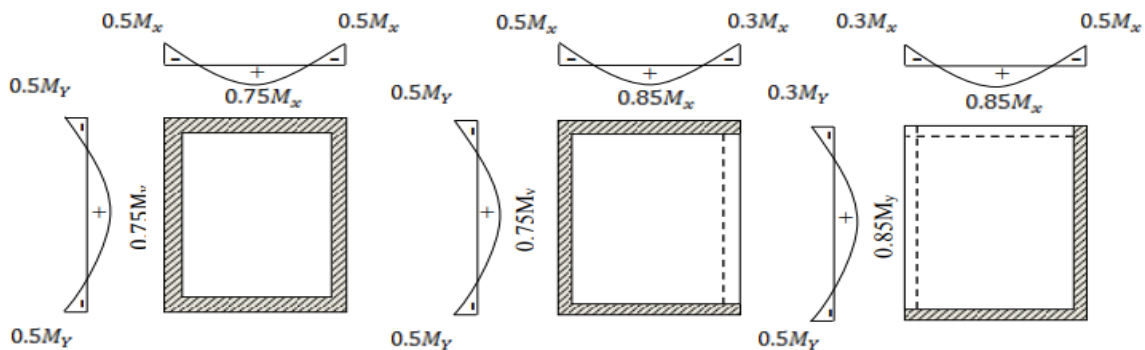


Figure III-12 : Schéma représentatif des différents types de panneaux.

III.3.2. Calcul des moments fléchissant :

Type 1 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés :

$$L_x = 4,50 \text{ m} ; L_y = 5,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{525} = 0,86 \rightarrow \text{la dalle travaille suivant deux sens}$$



Figure III-13 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés.

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :** $q_u = 1122,9 \text{ daN.m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{525} = 0,86 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S) :** $q_{\text{ser}} = 804 \text{ daN.m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{525} = 0,86 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0,7933 \end{cases}$$

Sens X-X :

ELU :	$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 = 0,0496 \times 1122,9 \times 4,50^2 = 1127,84 \text{ daN.m}$
ELS :	$M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 = 0,0566 \times 804 \times 4,50^2 = 921,50 \text{ daN.m}$

a) **En travée :**

ELU :	$M_{tx}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1127,84 = 845,88 \text{ daN.m}$
ELS :	$M_{tx}^{\text{ser}} = 0,75 \times M_x^{\text{ser}} = 0,75 \times 921,50 = 691,13 \text{ daN.m}$

b) En appuis :

ELU :(Gauche)	$M_{ax}^u = -0,50 \times M_x^u = -0,50 \times 1127,84 = -563,92 \text{ daN.m}$
ELS :(Gauche)	$M_{ax}^{ser} = -0,50 \times M_x^{ser} = -0,50 \times 921,50 = -460,75 \text{ daN.m}$
ELU :(Droite)	$M_{ax}^u = -0,50 \times M_x^u = -0,50 \times 1127,84 = -563,92 \text{ daN.m}$
ELS :(Droite)	$M_{ax}^{ser} = -0,50 \times M_x^{ser} = -0,50 \times 921,50 = -460,75 \text{ daN.m}$

Sens Y-Y :

ELU :	$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0,7052 \times 1127,84 = 795,35 \text{ daN.m}$
ELS :	$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0,7933 \times 921,50 = 731,03 \text{ daN.m}$

c) En travée :

ELU :	$M_{ty}^u = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 795,35 = 596,51 \text{ daN.m}$
ELS :	$M_{tx}^{ser} = 0,75 \times M_y^{ser} = 0,75 \times 731,03 = 548,27 \text{ daN.m}$

d) En appuis :

ELU :(Gauche)	$M_{ay}^u = -0,50 \times M_y^u = -0,50 \times 795,35 = -397,68 \text{ daN.m}$
ELS :(Gauche)	$M_{ay}^{ser} = -0,50 \times M_y^{ser} = -0,50 \times 731,03 = -365,52 \text{ daN.m}$
ELU :(Droite)	$M_{ay}^u = -0,50 \times M_y^u = -0,50 \times 795,35 = -397,68 \text{ daN.m}$
ELS :(Droite)	$M_{ay}^{ser} = -0,50 \times M_y^{ser} = -0,50 \times 731,03 = -365,52 \text{ daN.m}$

Résultant :**Tableau III.6 :** Récapitulatif des sollicitation type 1.

Sens	ELU (v = 0)		ELS (v = 0.2)	
	M_{appuis} [daN.m]	M_{travées} [daN.m]	M_{appuis} [daN.m]	M_{travées} [daN.m]
Sens X-X	563,92	845,88	460,75	691,13
Sens Y-Y	397,68	596,51	365,52	548,27

Type 1 : Panneau de rive appuyé sur 4 cotés : $L_x = 4,00 \text{ m} ; L_y = 5.25 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{400}{525} = 0,76 \rightarrow \text{la dalle travaille suivant deux sens}$$

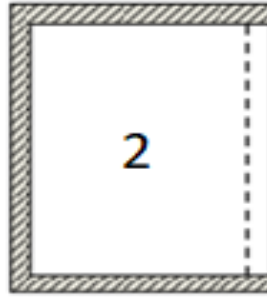


Figure III-14: Panneau de rive appuyé sur 4 cotés.

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :** $q_u = 1122,9 \text{ daN.m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{400}{525} = 0,76 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S) :** $q_{ser} = 804 \text{ daN.m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{400}{525} = 0,76 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_y = 0,6580 \end{cases}$$

Sens X-X :

ELU :	$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 = 0,0608 \times 1122,9 \times 4,00^2 = 1092,36 \text{ daN.m}$
ELS :	$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0672 \times 804 \times 4,00^2 = 864,46 \text{ daN.m}$

e) En travée :

ELU :	$M_{t_x}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1092,36 = 819,27 \text{ daN.m}$
ELS :	$M_{t_x}^{ser} = 0,75 \times M_x^{ser} = 0,75 \times 864,46 = 648,35 \text{ daN.m}$

f) En appuis :

ELU :(Gauche)	$M_{a_x}^u = -0,50 \times M_x^u = -0,50 \times 1092,36 = -546,18 \text{ daN.m}$
ELS :(Gauche)	$M_{a_x}^{ser} = -0,50 \times M_x^{ser} = -0,50 \times 864,46 = -432,23 \text{ daN.m}$
ELU :(Droite)	$M_{a_x}^u = -0,50 \times M_x^u = -0,50 \times 1092,36 = -546,18 \text{ daN.m}$
ELS :(Droite)	$M_{a_x}^{ser} = -0,50 \times M_x^{ser} = -0,50 \times 864,46 = -432,23 \text{ daN.m}$

Sens Y-Y :

ELU :	$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0,5274 \times 1092,36 = 576,11 \text{ daN.m}$
ELS :	$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0,6580 \times 864,46 = 568,81 \text{ daN.m}$

g) En travée :

ELU :	$M_{ty}^u = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 576,11 = 432,08 \text{ daN.m}$
ELS :	$M_{tx}^{ser} = 0,75 \times M_y^{ser} = 0,75 \times 568,81 = 426,61 \text{ daN.m}$

h) En appuis :

ELU :(Gauche)	$M_{ay}^u = -0,50 \times M_y^u = -0,50 \times 576,11 = -288,05 \text{ daN.m}$
ELS :(Gauche)	$M_{ay}^{ser} = -0,50 \times M_y^{ser} = -0,50 \times 568,81 = -284,41 \text{ daN.m}$
ELU :(Droite)	$M_{ax}^u = -0,30 \times M_x^u = -0,30 \times 576,11 = -172,83 \text{ daN.m}$
ELS :(Droite)	$M_{ax}^{ser} = -0,30 \times M_x^{ser} = -0,30 \times 568,81 = -170,64 \text{ daN.m}$

Résultant :**Tableau III.7 :** Récapitulatif des sollicitations type 2.

Sens	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	M_{appuis} [daN.m]	M_{travées} [daN.m]	M_{appuis} [daN.m]	M_{travées} [daN.m]
Sens X-X	546,18	819,27	432,23	648,35
Sens Y-Y	288,05	576,11	284,41	568,81

Tableau III.8 : Récapitulatif des sollicitations maximales.

Sens	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	M_{appuis} [daN.m]	M_{travées} [daN.m]	M_{appuis} [daN.m]	M_{travées} [daN.m]
Sens X-X	563,92	845,88	460,75	691,13
Sens Y-Y	397,68	596,51	365,52	568,81

III.3.3. Calcul du ferrailage:**Sens X-X :****a. En travée :**❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{tx}^u = 845,88 \text{ daN.m} = 8458,8 \text{ N.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{8458,8}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8458,8}{348 \times 0,986 \times 14,5} = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition non fragilité : [CBA91/A4 .2.1]**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Espacement maximal des armatures:**

$$L'écartement des armatures : e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

• **Choix des Armatures:**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 691,13 \text{ daN.m} = 6911,3 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple.} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{845,88}{691,13} = 1,22$$

$$\alpha = 0.036 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,22 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36$$

➤ **Conclusion:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible .} \end{array} \right.$$

⇒ **Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.** (Aucune vérification pour (σ_s)).

b.En appuis :

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ax}^u = 563,92 \text{ daN.m} = 5639,2 \text{ N.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5639,2}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,990$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5639,2}{348 \times 0,990 \times 14,5} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition non fragilité : [CBA91/A4 .2.1]**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Espacement maximal des armatures:**

$$L'écartement des armatures : e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

• **Choix des Armatures:**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ax}^{\text{ser}} = 460,75 \text{ daN.m} = 4607,5 \text{ N.m}$$

{ Flexion simple.

{ Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
 { Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{563,92}{460,75} = 1,22$$

$$\alpha = 0,036 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,22-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36$$

➤ **Conclusion:**

{ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 { Fissuration peu nuisible .

⇒ **Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.** (Aucune vérification pour (σ_s)).

Sens Y-Y :

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ty}^u = 596,51 \text{ daN.m} = 5965,1 \text{ N.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5965,1}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,023$$

$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,988$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5965,1}{348 \times 0,988 \times 13,5} = 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition non fragilité : [CBA91/A4 .2.1]**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$.

- **Choix des Armatures:**

$$4T10/ml \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

- ❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ty}^{ser} = 568,81 \text{ daN.m} = 5688,1 \text{ N.m}$$

Flexionsimple.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{596,51}{568,81} = 1,05$$

$$\alpha = 0,029 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28$$

➤ **Conclusion:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible .} \end{array} \right.$$

⇒ **Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.** (Aucune vérification pour (σ_s)).

b.En appuis :

- ❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ay}^u = 397,68 \text{ daN.m} = 3976,8 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3976,8}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3976,8}{348 \times 0,992 \times 13,5} = 0,85 \text{ cm}^2/ml$$

- **Condition non fragilité : [CBA91/A4 .2.1]**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$.

- **Choix des Armatures:**

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

- ❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ay}^{\text{ser}} = 365,52 \text{ daN.m} = 3655,2 \text{ N.m}$$

Flexion simple.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{\text{ser}}} = \frac{397,68}{365,52} = 1,09$$

$$\alpha = 0,019 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,09-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,30$$

➤ **Conclusion:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible .} \end{array} \right.$$

⇒ **Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.** (Aucune vérification pour (σ_s)).

III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ **Détermination de l'effort tranchant (Tu_{max}) :**

$$T_x^u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4}$$

$$T_x^u = \frac{1122,9 \times 4,5}{2} \times \frac{5,25^4}{5,25^4 + 4,5^4} = 1640,84 \text{ daN/ml}$$

$$T_y^u = \frac{1122,9 \times 5,25}{2} \times \frac{4,5^4}{4,5^4 + 5,25^4} = 1033,30 \text{ daN/ml}$$

$$T_u = \max (T_x^u ; T_y^u) \Rightarrow T_u = 1640,84 \text{ daN/ml}$$

➤ **Calcul de τ_u :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1640,84 \times 10}{(100 \times 14,5) \times 10} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (A.B.6.7, 2 p 89 BAEL 91)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

III.3.5. Vérification de la flèche :

• **Conditions de la flèche (A.B.7.5 BAEL 91) :**

$$\checkmark \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 \times M_x^{\text{ser}}}$$

$$\checkmark \quad \rho = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

• **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 \times M_x^{\text{ser}}} \Rightarrow \frac{16}{450} = 0,036 < \frac{691,13}{20 \times 921,50} = 0,038 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

→ le calcul de la flèche est nécessaire.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que : $\Delta f t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f t_{\max}$

- f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dus à la charge g ;
- f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;
- f_{pi} : La flèche dus à la charge totale p ;

➤ **Calcul des charges :**

- **g** : charge permanente après mise en place des cloisons ;
 $g = G \times 1,00 = 554 \times 1,00 = 554 \text{ daN/ml}$
- **j** : charge permanente avant mise en place des cloisons ;
 $j = (g - 100) \times 1,00 = (554 - 100) \times 1,00 = 454 \text{ daN/ml}$
- **p** : charge totale ; $p = (G + Q) \times 0,6 = (554 + 250) \times 1,00 = 804 \text{ daN/m.}$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{tg}^{\text{ser}} = 0,75 \times M_{tx}^g = 0,75 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0566 \times 554 \times 4,50^2 = 476,23 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^j = 0,75 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0566 \times 454 \times 4,50^2 = 390,26 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^p = 0,75 \times \mu_x \times p \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0566 \times 804 \times 4,50^2 = 691,13 \text{ daN.m}$$

➤ **Modules de déformations longitudinaux:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie (I_0):**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3,14 \times 14,5}{100 \times 16 + 15 \times 3,14} = 8,19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,19 = 7,81 \text{ cm}$$

Figure III-15: Coordonnées de centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{b \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A (V_1 - C_x)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8,19^3}{3} + \frac{100 \times 7,81^3}{3} + 15 \times 3,14 (7,81 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 36066,43 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations:**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.
tableau

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \times \frac{3,14}{100 \times 14,5} = 0,216 \text{ ----> } \beta_1 = 0,925$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4762,3}{3,14 \times 0,925 \times 14,5} = 113,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{tj}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3902,6}{3,14 \times 0,925 \times 14,5} = 92,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6911,3}{3,14 \times 0,925 \times 14,5} = 164,10 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00217 \times 113,08 + 2,1} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00217 \times 92,66 + 2,1} = 1,27 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00217 \times 164,10 + 2,1} = 1,04 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):**

$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 0,00217} = 9,68$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 9,68 = 3,87$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 36066,46}{1 + 3,87 \times 1,19} = 7077,79 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 36066,46}{1 + 9,68 \times 1,19} = 3168,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \times 36066,46}{1 + 9,68 \times 1,27} = 2984,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \times 36066,46}{1 + 9,68 \times 1,04} = 3584,75 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche (totale et admissible):**

$$f_{gv} = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{4762,3 \times 450^2}{10 \times 10818,87 \times 7077,79} = 1,26 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{4762,3 \times 450^2}{10 \times 32164,19 \times 3168,98} = 0,95 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{tj}^{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fji}} = \frac{3902,6 \times 450^2}{10 \times 32164,19 \times 2984,38} = 0,82 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{tp}^{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}} = \frac{6911,3 \times 450^2}{10 \times 32164,19 \times 3584,75} = 1,21 \text{ cm}$$

- **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (1,26 - 0,82) + (1,21 - 0,95)$$

$$\Delta f_t = 0,70 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible :**

$$L = 4,50 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{t\max} = \frac{450}{500} = 0,90 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta f_t = 0,70 \text{ cm} < \Delta f_{t\max} = 0,90 \text{ cm} \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

III.3.6. Dessin de ferrailage :

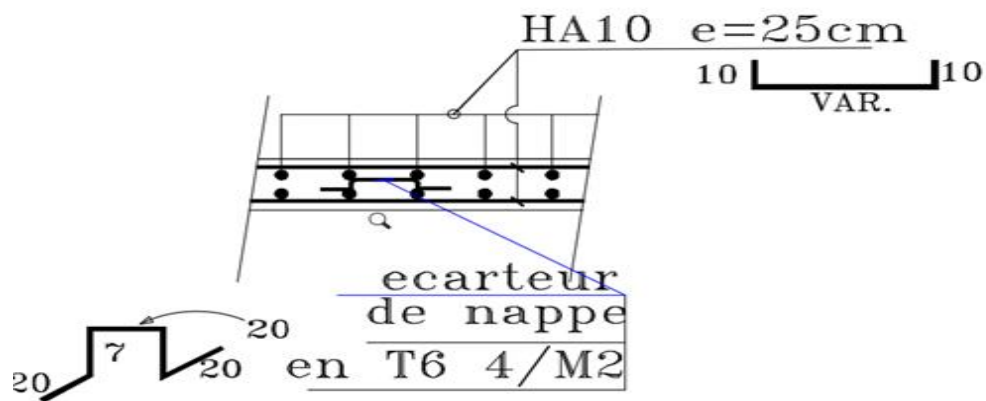
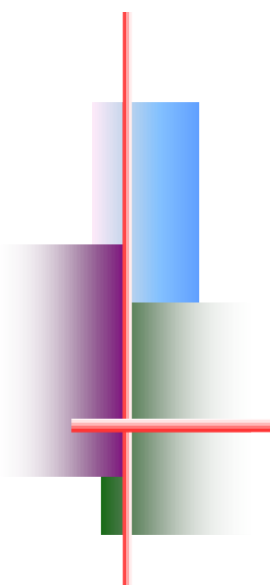



Figure III-16: Ferrailage de la dalle pleine.



Chapitre IV



*Étude des éléments
non structuraux*

CHAPITRE IV

ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV.1. Etude de l'acrotère :

IV.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection entourant la terrasse du bâtiment, elle est considérée comme une console verticale, encastrée au niveau du plancher terrasse, plancher terrasse, il est soumis à un effort normal due à son poids propre G , et à une surcharge due à une main courante Q . Il sera donc calculé en flexion composée.

L'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- G (poids propres) sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q = 1 \text{ kN/ml}$

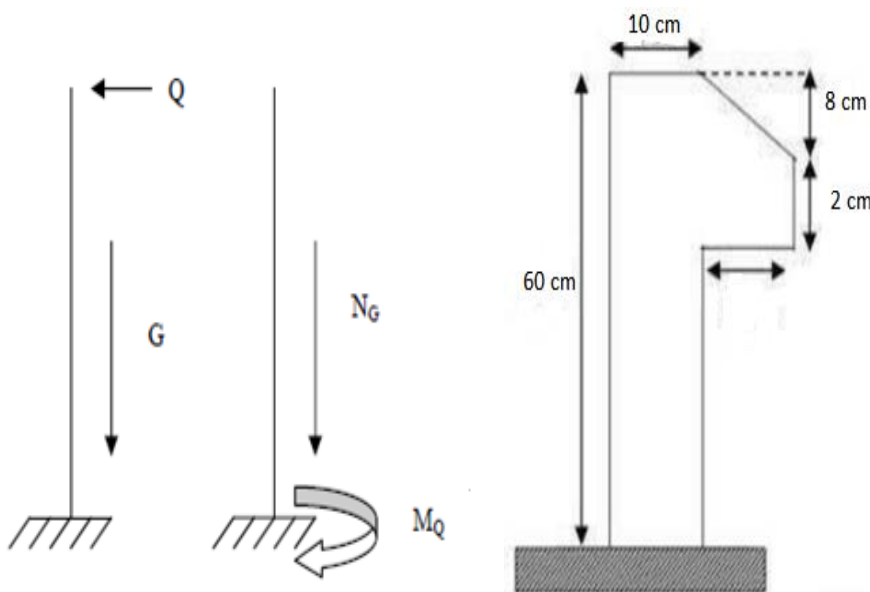


Figure IV-1: Schéma statique d'acrotère. **Figure IV-2 :** Coupe transversale de l'acrotère.

- Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur.

IV.1.2. Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre W_p) et aux charges horizontales (vents ou séisme F_p) qui créent un moment de renversement M donnée par l'article **6.2.3/ RPA99, V2003**.

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.1.3. Détermination des sollicitations :

➤ Le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = \rho \times v = \left[(0,6 \times 0,1) + \frac{(0,10 + 0,08) \times 0,15}{2} \right] \times 1 \times 2500 = 1,8375 \text{ KN}$$

➤ La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)] ;

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1].

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0,25 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)}$$

$$C_p = 0,8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,8375 = 1,47 \text{ KN}$$

➤ Effort normal et moment fléchissant:

❖ Etat limite ultime (ELU) :

$$N_u = 1,35 \cdot W_p \quad \Rightarrow \quad N_u = 1,35 \times 1,8375 \Rightarrow \quad N_u = 2,4806 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot L \quad \Rightarrow \quad M_u = 1,5 \times 1,47 \times 0,6 \quad \Rightarrow \quad M_u = 1,323 \text{ KN.m}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$N_{\text{ser}} = W_p \Rightarrow N_{\text{ser}} = 1,8375 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = F_p \cdot L \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0,87 \text{ KN}$$

IV.1.4. Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

❖ **Etat limite ultime :**• **Position du point d'application de l'effort normal : (N)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,323}{2,4806} = 0,533 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,533 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

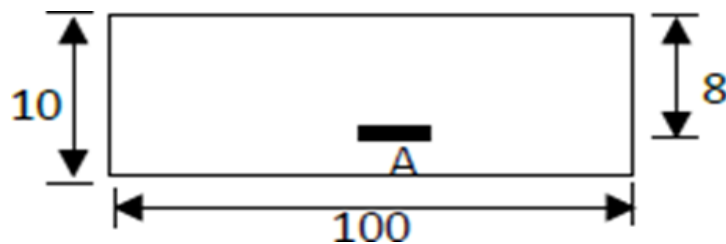


Figure IV-3 : Section de calcul.

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

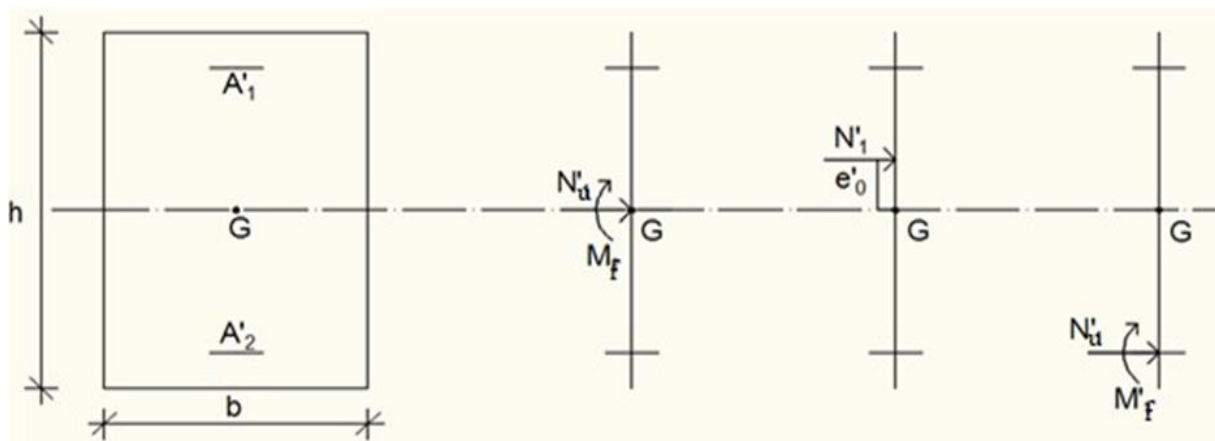


Figure IV-4 : Position du point d'application de l'effort normal N_u .

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 248,06 \times \left(0,53 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 139,47 \text{ dan.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_u = 1,323 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1323}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < 0,392 \text{ A n'est pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \rightarrow \beta = 0,995$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{138,91}{348 \times 0,998 \times 8} = 0,05 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A_t = A_1 - \frac{N_\mu}{100 \cdot \sigma_s} = 0,05 - \frac{248,06}{100 \times 348} = 0,07 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité [B.A.E.L.91] :**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armée d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton.

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$3\text{T8}/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T8} \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

- **❖ Etat limite de service (ELS) :**

$$e_0 = \frac{0,87}{183,75} = 0,47 > \frac{h}{2} - c^2 = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03$$

Le point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- **Détermination des contraintes :**

- C : Centre de pression (point d'application de l'effort normale de compression N_{ser}) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée.

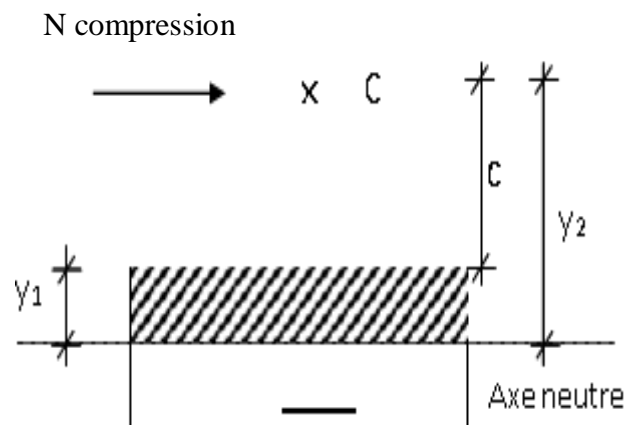


Figure IV-5 : Position de centre de pression.

- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre.

$$y_1 = y_2 + c$$

- N : un effort de compression $\rightarrow y_2 > 0$.

- **Calcul des contraintes :**

y_2 : racine de l'équation : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$p = -3(c)^2 - \frac{90 \times A'}{b} (c - d') + \frac{90 \times A'}{b} (d - c)$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{90 \times A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90 \times A}{b} (d - c)^2$$

$c = e_0 - \frac{h}{2} = 47 - \frac{10}{2} = 42\text{cm} \rightarrow c = -42\text{cm} < 0$ C se trouve à l'extérieur de la section $\rightarrow c$ sera Considéré comme négatif.

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{avec } \dot{A} = 0$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-42)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 42) = -5115,15 \rightarrow p = -5115,15$$

$$q = -2 \times (-42)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 42)^2 = 12370,5 \rightarrow q = 12370,5$$

y_2 : est racines de l'équation : $y^2^3 - 5115,15 y^2 + 12370,5 = 0$.

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (12370,5)^2 + \frac{4}{27} \times (-5115,15)^3 \rightarrow \Delta = 1,968 \times 10^{10} < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,09 \rightarrow \varphi = 95,16^\circ ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 82,58$$

Remarque : y_2 est choisit el que $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \Rightarrow y_2 = 78,79 \text{ cm}$.

$$y_{21} = a \times \cos \frac{\varphi}{3} = 70,24 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -72,72 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 2,48 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \quad y_1 = 2,05 \text{ cm} \leq 10\text{cm} \rightarrow y_1 = 2,05 \text{ cm}$$

• **Calcul du moment statique:**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15 \cdot A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,05)^2}{2} + 15 \times 3,93(8 - 2,05)^2 = 2297,10\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{100 \cdot s} = \frac{1837,5}{100 \times 2297,10} = 0,0080$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,0080 \times 2,05 = 0,0164 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,0080 \times (8 - 2,05) = 0,714 \text{ Mpa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110 \cdot \sqrt{(n \cdot f_{tj})}\right] \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

Conclusion:

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA}$$

IV.1.5. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u = 1,5 \cdot F_p \rightarrow T_u = 1,5 \times 147 = 220,50 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{2205}{100 \times 8 \times 100} = 0,03 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque:

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

IV.1.6. Dessin de ferrailage :

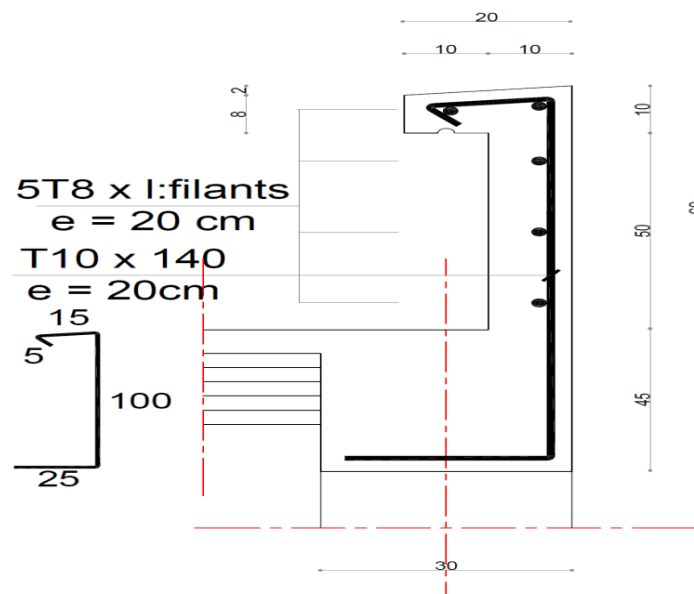


Figure IV-6: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Etude des balcons :

IV.2.1. Définition :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \text{ Avec : } L : \text{ largeur du balcon.}$$

Le balcon est en briques, le poids de garde-corps égale 1KN/ml

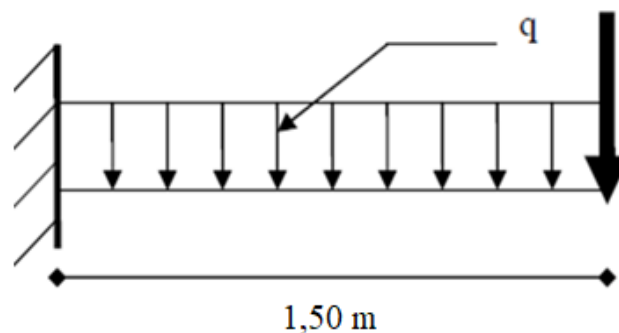


Figure IV-7 : Schéma statique du balcon.

- Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,50 m.

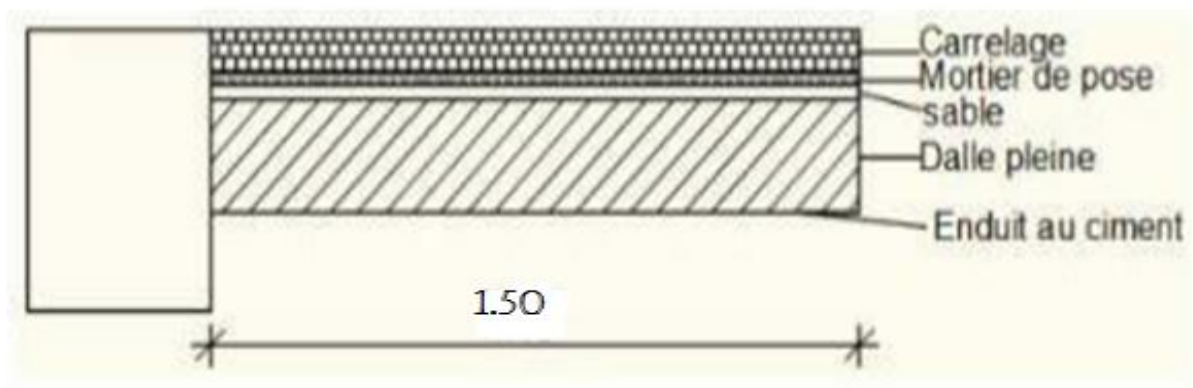


Figure IV- 8: Coupe sur balcon.

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } e_p = 15$$

IV.2.2. Descente de charge:

Tableau IV.1 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

Matériaux	P (KN /m3)	Ep (m)	G (KN /m2)
1-Dalle de Sol	20	0,02	0,4
2-Mortier de pose	20	0,02	0,4
3-Lit de sable	17	0,02	0,34
4-Dalle en béton armé	25	0,15	3,75
5- Enduit au ciment	18	0,015	0,27
			G = 5,16 KN/m2
			Q = 3,50 KN/m2

Pour une bande de 1m de largeur : $G = 5,16 \times 1\text{m} = 5.16 \text{ KN/ml}$.

➤ **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (0,90 + 2 \times 0,015 \times 18) = 1,44 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage d'habitation → $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$. Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q = Q_1 \times 1,00 = 3,50 \text{ KN/ml}$$

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le Plus bas possible → $a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. **(B.A.E.L 91)**.

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } : h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \phi_{\max} = 10 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C = 10 + \frac{\phi}{2} = 10 + \frac{10}{2} \rightarrow C = 15 \text{ mm}$$

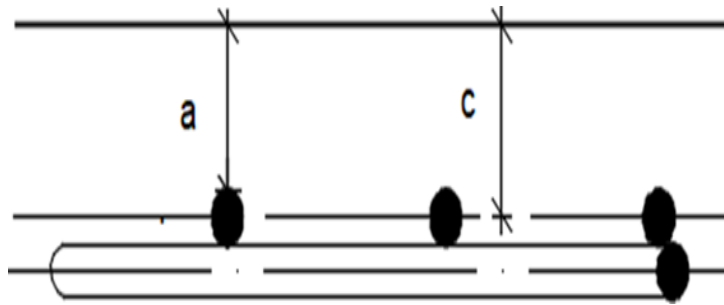


Figure IV-9: Enrobage.

➤ **Hauteur utile :**

$$d = h_d - c = 15 - 1,5 = 13,5 \rightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment fléchissant :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$M_u = - [1,35G + 1,5Q] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = - [(1,35 \times 5,16) + (1,5 \times 3,5)] \times \frac{1,5^2}{2} - 1,35 \times 4,277 \times 1,45 \times 1 = 22,115 \text{ KN.m}$$

❖ **Etat limite de service :**

$$M_{\text{ser}} = - [G + Q] L^2 - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = - [5,16 + 3,50] 1,5^2 - 4,277 \times 1,45 \times 1 \text{ m} = 15,945 \text{ KN.m}$$

IV.2.3. Calcul du ferrailage :

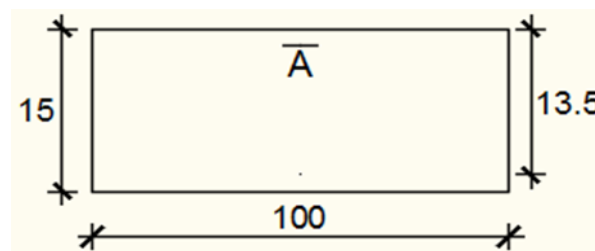


Figure IV-10: Section de calcul.

❖ **Etat limite ultime :**

$$M_u = -22115 \text{ N.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22115}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,083$$

$\mu = 0,083 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_t$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,108$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,957$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{22115}{348 \times 0,957 \times 13,5} = 4,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1] :**

Acier FeE400 $\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 4,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Choix des armatures :**

5T12/ml $\rightarrow A = 5,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$)

- ❖ **Etat limite de service :**

$M_s = -15.945 \text{ N.m}$

Flexion simple.

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = \overline{0,6} \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{22115}{15945} = 1,38$$

$$\alpha = 0,108 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,09-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,40$$

- **Conclusion:**

$$\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible.

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues. (Aucune vérification pour (σ_s)).

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,39 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- **Choix des armatures :**

3T8/ml $\rightarrow A = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$)

IV.2.4. Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35 P \times 1 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = (1,35 \times 5,16 + 1,5 \times 3,5) \times 1,50 + (1,35 \times 4,277) = 24,098 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{24098}{(100 \times 13,5) \times 100} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (A.B.6.7, 2 p 89 BAEL 91)}$$

$\tau_u = 0,14 < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures Transversales ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

IV.2.5. Vérification de la flèche :

$$\frac{h_d}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{9,23}{100 \times 13,5} = 0,006 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C. V}$$

➤ **Conclusion :**

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

IV.2.6 .Le contre poids :

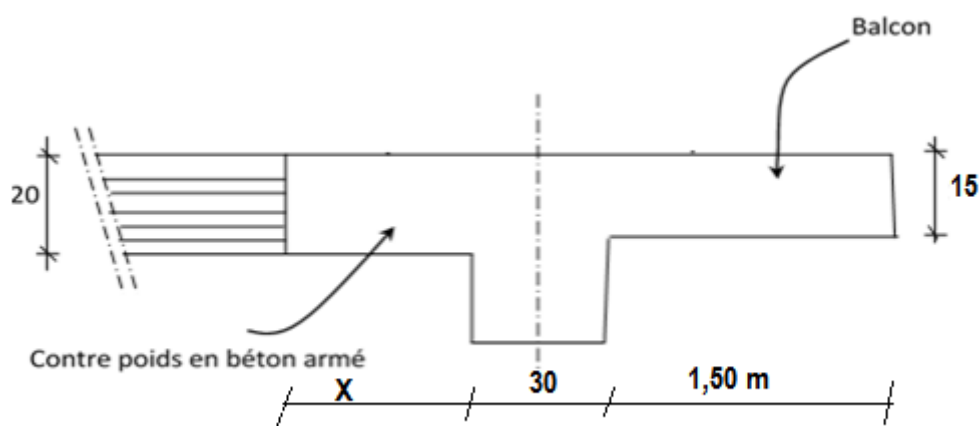


Figure IV-11 : Schéma du balcon avec un contre poids.

On doit avoir : $V_{\text{sortant}} = V_{\text{entrant}} \Rightarrow L \times l_1 \times e_{\text{balcon}} = l \times X \times e_{\text{plancher}}$

D'où :

$$X = \frac{L \times l_1 \times e_{\text{balcon}}}{l \times e_{\text{plancher}}} = \frac{1,50 \times 1,00 \times 0,15}{1,00 \times 0,20} = 1,125 \text{ m}$$

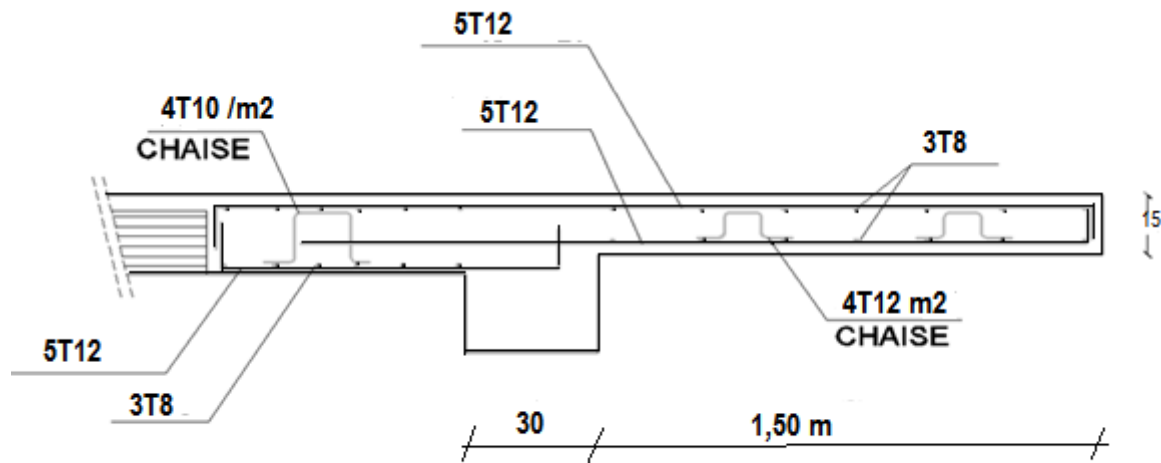


Figure IV-12 : Schéma du ferrailage du balcon.

IV.3. Etude des escaliers :

IV.3.1. Définition :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

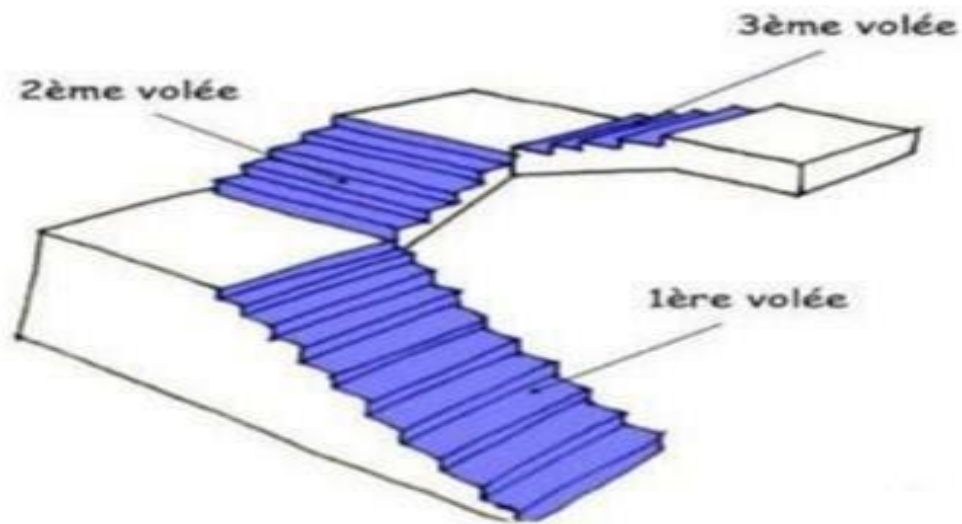


Figure IV-13: Schéma d'escalier de trois volées.

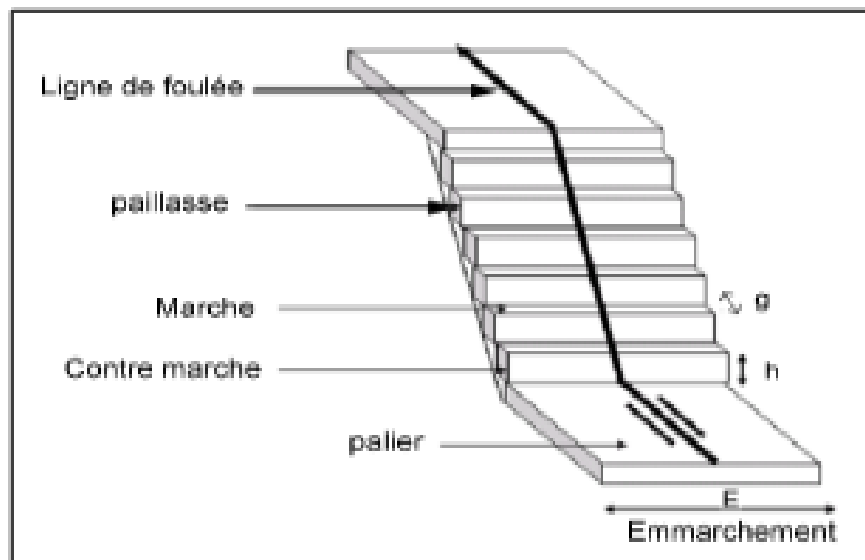


Figure IV-14: Différents éléments d'un escalier.

IV.3.2. Dimensionnement :**➤ Type 1 (escaliers du RDS)**

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL: **59 cm < m < 66 cm.**

$$m = g + 2 \times h$$

$$14 \text{ m} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ m} \leq g \leq 33 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la loi de BLANDEL :**

Vérification de la formule de Blondel : **59 cm ≤ m ≤ 66 cm**

On prend:

$$g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Nombre de contre marches : $N_c = H/h = 391/17 = 23$

$n = N - 1$: nombre des marche par volé

$$\left. \begin{array}{l} 8 \text{ Contre marche pour La 1ere volées} \\ \text{On aura 23 contre marche} \\ 8 \text{ Contre marche pour La 1ere volées} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \Rightarrow n=7 \\ 7 \text{ Contre marche pour La 1ere volées} \Rightarrow n=6 \\ \Rightarrow n=7 \end{array}$$

- **La ligne de foulée :**

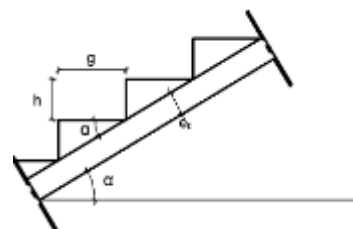
$$L_f = g \times m = 30 \times 7 = 210 \text{ cm.}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = h / g = 17 / 30 = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

- **La longueur de la paillasse (La paillasse) :** **Figure IV-15 : coupe sur paillasse.**

$$\text{La paillasse : } \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{210}{\cos \alpha} = 241,376 \text{ cm}$$



$$L' + L_{\text{palier}} = 2,41 + 1,50 = 3,91 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 391/30 < e < 391/20 \Rightarrow 13,03 < e < 19,55 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur d'ép = 16 cm pour la paillasse et le palier.

- **Volée (2) :**

Escalier a marche porteuse : $e_{p2} = 6\text{cm}$.

- **Conclusion:**

On a deux types de schéma statique(RDC) :

- ✓ 1^{er} type : Escalier à paillasse avec deux paliers 'appuyant sur les éléments de résistance.
- ✓ 2^{ème} type : Escalier à marche porteuses, les marches sont mono encastré dans unvoile.

➤ **Type 2 (escaliers du sous -sol)**

On prend : $h = 17$ et $g = 30$

h_e : la hauteur d'étage. (3,40 m)

Nombre de contre marches : $N_c = H/h = 340/17 = 20$

$n = N - 1$: nombre des marche par volé

7 Contre marche pour La 1ere volées	}	$\Rightarrow n=6$
On aura 20 contre marche		6 Contre marche pour La 1ere volées $\Rightarrow n=5$
Contre marche pour La 1ere volées		$\Rightarrow n=6$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times m = 30 \times 6 = 180 \text{ cm.}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{Tg}\alpha = h / g = 17 / 30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29, 54^\circ$$

- **La longueur de la paillasse (La paillasse) :**

$$\text{La paillasse} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos \alpha} = 206,89 \text{ cm}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 2,06 + 1,50 = 3,56 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 356/30 < e < 356/20 \Rightarrow 11,86 < e < 17,8 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur d'ép. = 16cm pour la paillasse et le palier.

- **Type 3 (escaliers des étages courants) :**

On prend : h = 17 et g = 30

H e : la hauteur d'étage. (3,06 m)

Nombre de contre marches : $N_c = H/h = 306/17 = 18$

n = N-1: nombre des marche par volé

6 Contre marche pour La 1ere volées	}	$\Rightarrow n=5$	
On aura 18 contre marche		6 Contre marche pour La 1ere volées	$\Rightarrow n=5$
6 Contre marche pour La 1ere volées		$\Rightarrow n=5$	

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times m = 30 \times 5 = 150 \text{ cm.}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{Tg}\alpha = h / g = 17 / 30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- **La longueur de la paillasse (La paillasse) :**

$$\text{La paillasse} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{150}{\cos \alpha} = 172,41 \text{ cm}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 1,72 + 1,50 = 3,22 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 322/30 < e < 322/20 \Rightarrow 10,73 < e < 16,1 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur d'ép. = 16cm pour la paillasse et le palier.

a) Charges permanente :

Tableau IV.2 : Les charges de la paillasse.

Matériaux	Ep (m)	P (KN /m3)	G (KN /m2)
1-Poids propre de paillasse	0,1814	25	4,53
2-Poids propre de la marche	$h/2 = 0,085$	25	2,125
3-Carrelage	0,02	22	0,44
4-Lit de sable	0,03	18	0,54
5- Mortier de pose	0,02	20	0,40
6-Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			G = 8,395 KN/m²
			Q = 2,5 KN/m²

Tableau IV.3 : Charge permanente du palier repos.

Matériaux	Ep (m)	P (KN /m3)	G (KN /m2)
1-Poids propre de palier	0,12	25	0,4
2-Carrelage	0,02	22	0,4
3-Lit de sable	0,03	18	0,34
4-Mortier de pose	0,02	20	3,75
5- Enduit au ciment	0,02	18	0,27
			G = 5,16 KN/m²
			Q = 3,50 KN/m²

a) Combinaison de charges :

Tableau IV.4 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)
Palier	5,49	2,5	11,16	7,99
Paillasse	8,395	2,5	15,08	10,895

IV.3.3.Ferraillage des escaliers :

IV.3.3.1.Escalier à paillasse avec deux paliers :

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

A' ELU :

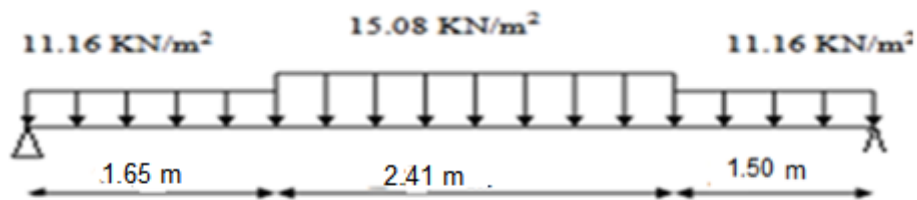


Figure IV-16: Schéma statique à l'ELU.

A'ELS :

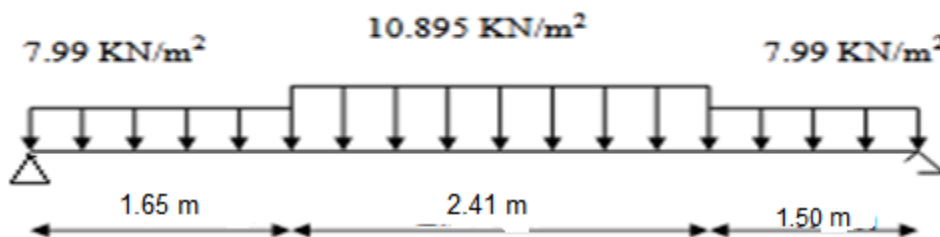


Figure IV-17: Schéma statique à l'ELS.

• **Calcul des réactions :**

.Vérification :

Tableau IV.5: Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.

		R_A (kN.m)	R_B (kN .m)	Vérification
Formule		$\sum M/B=0$	$\sum M/A=0$	$\sum F_V=0$
Valeur	ELU	35,62	35,88	Condition vérifiée
	ELS	25,62	25,81	Condition vérifiée

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_2 \cdot 1.65 - q_1 \cdot 2.41 - q_2 \cdot 1.50 = 0 \text{ (vérifié)}$$

• **Calcul du moment fléchissant et efforts tranchant :**

❖ **Etat limite ultime :**

Section 1-1: $0 \leq x \leq 1.65$

$$T(x) = R_A - q_{u2}x$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$$

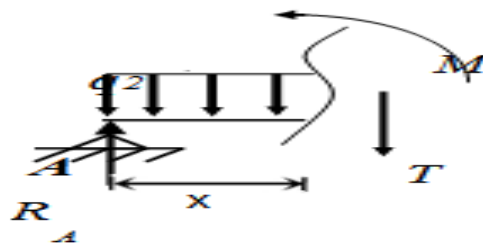


Figure IV-18 : Schéma statique de la section 1-1.

$$x = 0 \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -35,64 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \end{array} \right. \quad x = 1,65 \left\{ \begin{array}{l} T(1,65) = -17,21 \text{ KN} \\ M(1,65) = 43,58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Section 2-2: $1,65 \leq x \leq 4,06$

$$T(x) = R_A - q_{u2}x - q_{u1}x(-1,65)$$

$$M(x) = R_x \times x - q_{u2} 1,65 \left(x - \frac{1,65}{2}\right) - q_{u1} \frac{(x - 1,65)^2}{2}$$

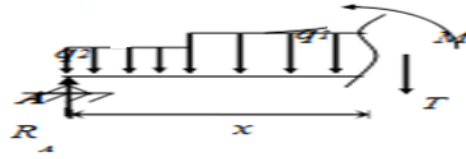


Figure IV-19: Schéma statique de la section 2-2.

$$x = 1,65 \begin{cases} T(1,65) = -17,21 \text{ KN} \\ M(1,65) = 43,58 \text{ KN} \end{cases} \quad x = 4,06 \begin{cases} T(4,06) = 19,14 \text{ KN} \\ M(4,06) = 41,26 \text{ KN} \end{cases}$$

Section 3-3: $0 \leq x \leq 1,50$

$$T(x) = -R_B - q_{u2}x$$

$$M(x) = -R_B \times x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$$

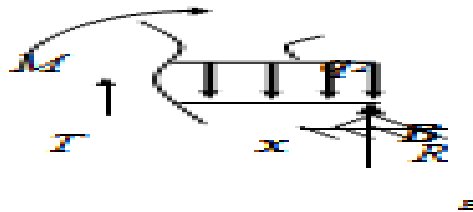


Figure IV-20: Schéma statique de la section 3-3.

$$x = 0 \begin{cases} T(0) = 19 \text{ KN} \\ M(0) = 41,26 \text{ KN} \end{cases} \quad x = 1,50 \begin{cases} T(1,50) = 35 \text{ KN} \\ M(1,50) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

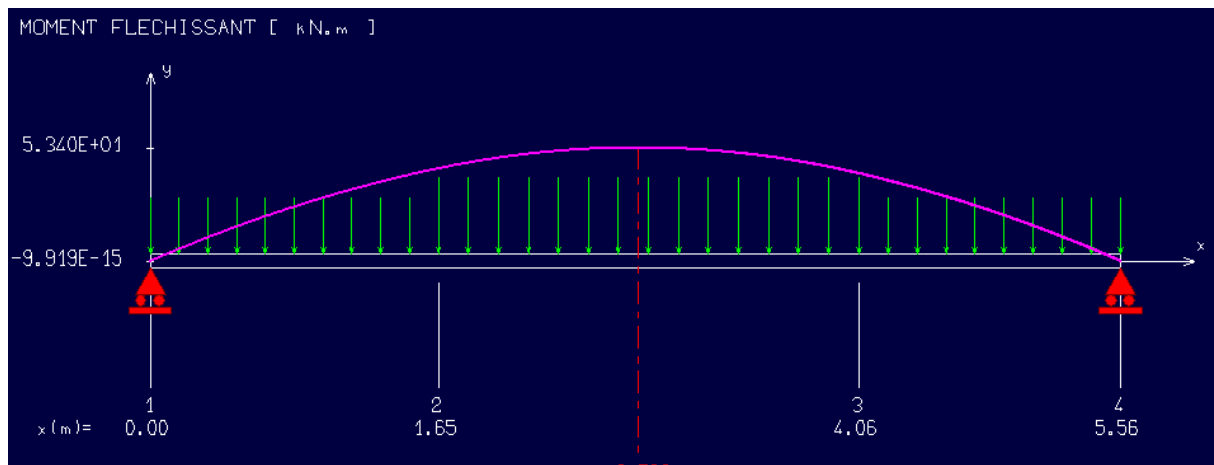
• **Calcul de moment fléchissant maximum :**

$$M_{\max} \rightarrow T(x) \rightarrow = R_a - (q_{u2} \times 1,65) - (q_{u1} \times (-1,65)) = 0$$

$$x_{\max} \rightarrow = 2,792 \text{ m}$$

$$M_{\max}^u = M(2,792) = 53,40 \text{ KN.m}$$

$M(x)$:



$T(x)$:

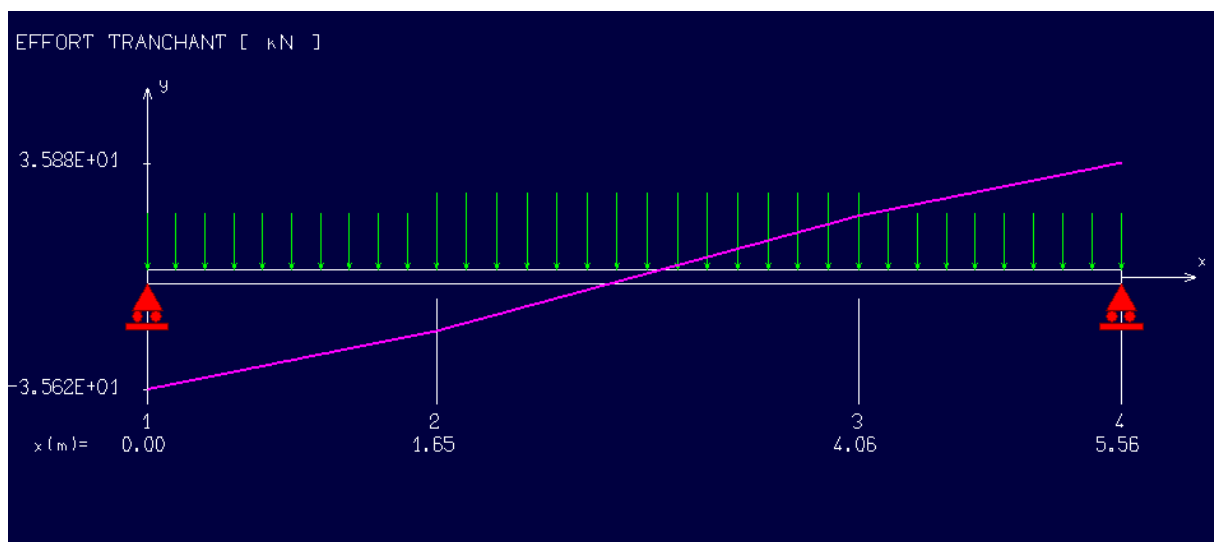


Figure IV-21 : Diagrammes des moments fléchissant, effort tranchant et effort normaux à l'ELU.

❖ **Etat limite de service :**

Section 1-1: $0 \leq x \leq 1,65$

$$T(x) = R_A - q_{u2}x$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$$

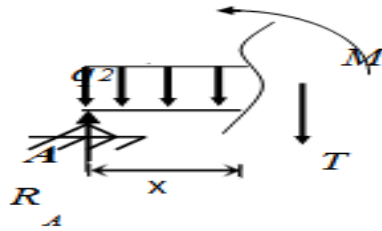


Figure IV-22 : Schéma statique de la section 1- 1.

$$x = 0 \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -25,62 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \end{array} \right. \quad x = 1,65 \left\{ \begin{array}{l} T(1,65) = -12,43 \text{ KN} \\ M(1,65) = 31,39 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Section 2-2: $1,65 \leq x \leq 4,06$

$$T(x) = R_A - q_{u2}x - q_{u1}x(-1,65)$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2}1,65\left(x - \frac{1,65}{2}\right) - q_{u1} \frac{(x - 1,65)^2}{2}$$

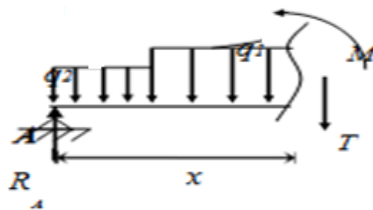


Figure IV-23: Schéma statique de la section 2-2.

$$x = 1,65 \left\{ \begin{array}{l} T(1,65) = -12,43 \text{ KN} \\ M(1,65) = 31,39 \text{ KN} \end{array} \right. \quad x = 4,06 \left\{ \begin{array}{l} T(4,06) = 13,88 \text{ KN} \\ M(4,06) = 29,72 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Section 3-3: $0 \leq x \leq 1,50$

$$T(x) = -R_B - q_{u2}x$$

$$M(x) = -R_B \times x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$$

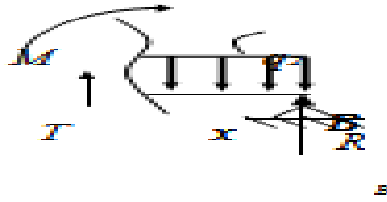


Figure IV-24 : Schéma statique de la section 3-3.

$$x = 0 \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 13,82 \text{ KN} \\ M(0) = 29,72 \text{ KN} \end{array} \right. \quad x = 1,50 \left\{ \begin{array}{l} T(1,50) = 25,81 \text{ KN} \\ M(1,50) = 0 \text{ KN} \end{array} \right.$$

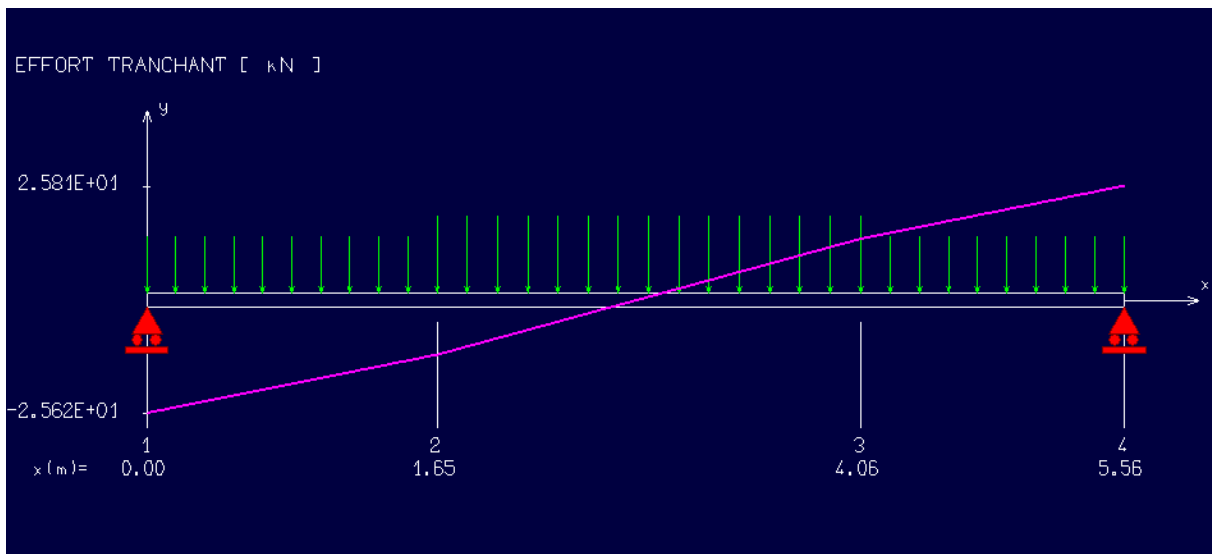
• **Calcul de moment fléchissant maximum :**

$$M_{\max} \rightarrow T(x) \rightarrow = R_a - (q_{u2} \times 1,65) - (q_{u1} \times (-1,65)) = 0$$

$$x_{\max} \rightarrow = 2,792 \text{ m}$$

$$M_{\max}^u = M(2,792) = 38,49 \text{ KN.m}$$

T(x) :



$M(x)$:

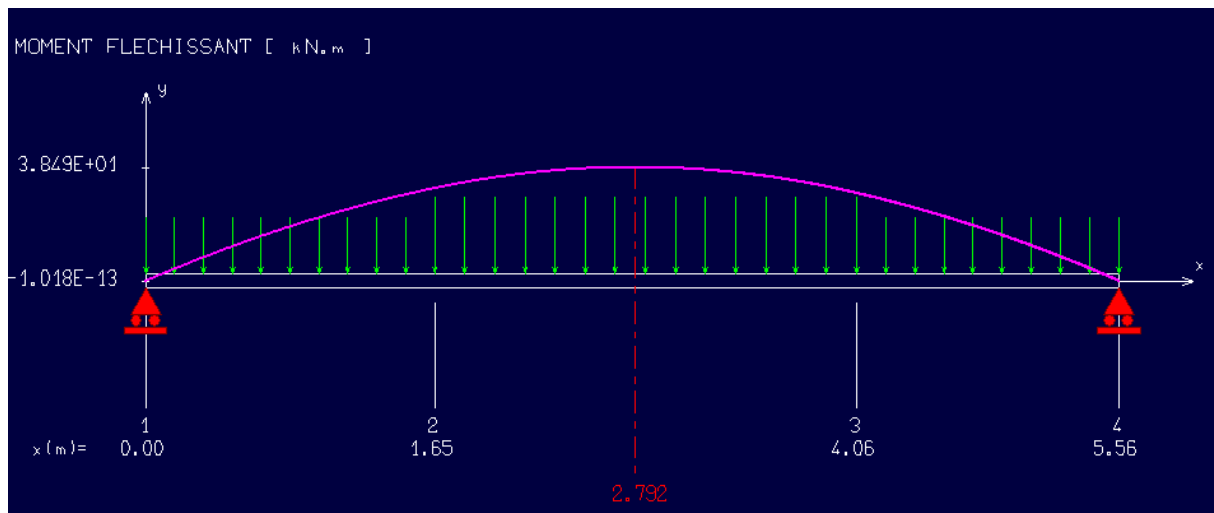


Figure IV-25 : Diagramme des moments fléchissant, effort tranchant et effort normaux à l'ELS.

- **Calcul des armatures :**

- a. **En travée :**

- ❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{tu} = M_{max} \times 0,8 = 53,40 \times 0,8 = 42,72 \text{ KN.m}$$

- Les données :**

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,16 \text{ m}$; $d = 0,144 \text{ m}$; $c = c' = 0,02 \text{ m}$

Sollicitation : $M_u = 43,744 \text{ KN.m}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{42720}{14,17 \times 100 \times 14,4^2} = 0,145 < 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,197$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,921$$

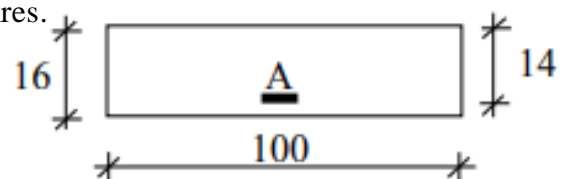


Figure IV- 26 : Section de calcul.

- **Détermination des armatures:**

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{42720}{348 \times 0,921 \times 14,4} = 9,26 \text{ cm}^2 \text{ MPa}$$

- **Condition non fragilité:[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 9,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$9T12 \longrightarrow A = 10,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10,18}{4} = 2,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

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

Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 3079,2 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{42720}{30792} = 1,39$$

$$\alpha = 0,197 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

- **Conclusion:**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

b. En appuis :**❖ Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{au} = M_{max} \times (-0,2) = 10,68 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

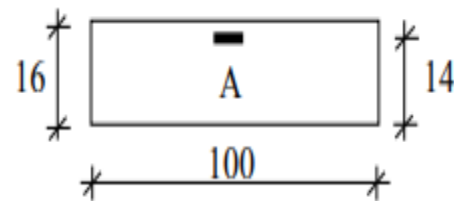
$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10680}{14,17 \times 100 \times 14,4^2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,046$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

**Figure IV-27 : Section de calcul.****• Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10680}{348 \times 0,982 \times 14,4} = 2,17 \text{ cm}^2$$

• Condition non fragilité:[CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 2,17 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$4T10 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = -7,698 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1068}{7678} = 1,39$$

$$\alpha = 0,046 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

- **Conclusion:**

$$\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ_s

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8 = 3,01 cm²

$e = 25 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33\text{cm}] = \min [45 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (A.5.1.2.1 CBA 93).}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 33,76 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{3588}{100 \cdot 14,4} = 2,49 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = 2,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

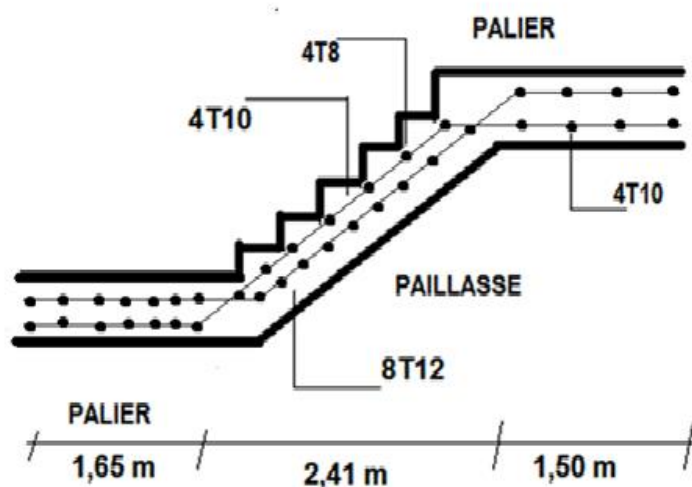
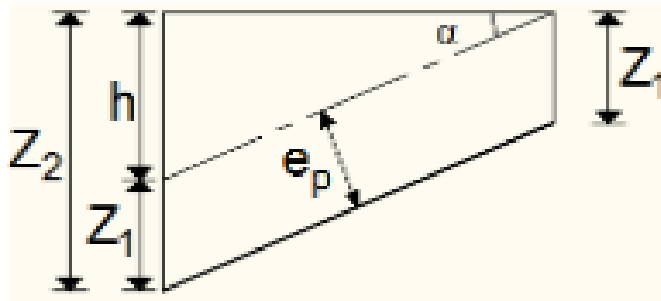


Figure IV-28 : Schéma du ferrailage des escaliers à paillasse porteuse.

IV.3.3.2. Escalier à marches porteuses :**Figure IV-29 : Schéma de la marche porteuse.**

$$h_{\text{moy}} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + z_2}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29,54^\circ)} = 6,90 \text{ cm}$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{2 \times 6,9 + 17}{2} = 15,4 \text{ cm}$$

a) Charges permanentes :

- 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) (1,04 x g).....0,31 KN/m².
- 2- Revêtement vertical (1,04xh)0,18 KN/m².
- 3- Poids propre de la marche (h_{moy} =15,4cm) (25 x 0,154 x 0,3).....1,15 KN/m².
- 4- Enduit au ciment (0,18 x $\frac{1,5}{\cos^2 \alpha} \times g$).....0,1 KN/m².

G= 1,75 KN/ml.

b) d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q = 2,5 \times 0,3 \Rightarrow Q = 0,75 \text{ KN/m L}$.

c) Combinaisons fondamentales :**❖ Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q^u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 1,75 + 1,5 \times 0,75 = 3,49 \text{ KN/ml}$$

❖ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q^s = G + Q = 1,75 + 0,75 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**

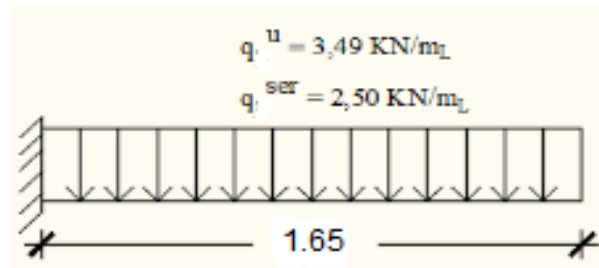


Figure IV-30: Schéma statique de la marche porteuse.

- ❖ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_u = -4,75 \text{ KN/ml}$$

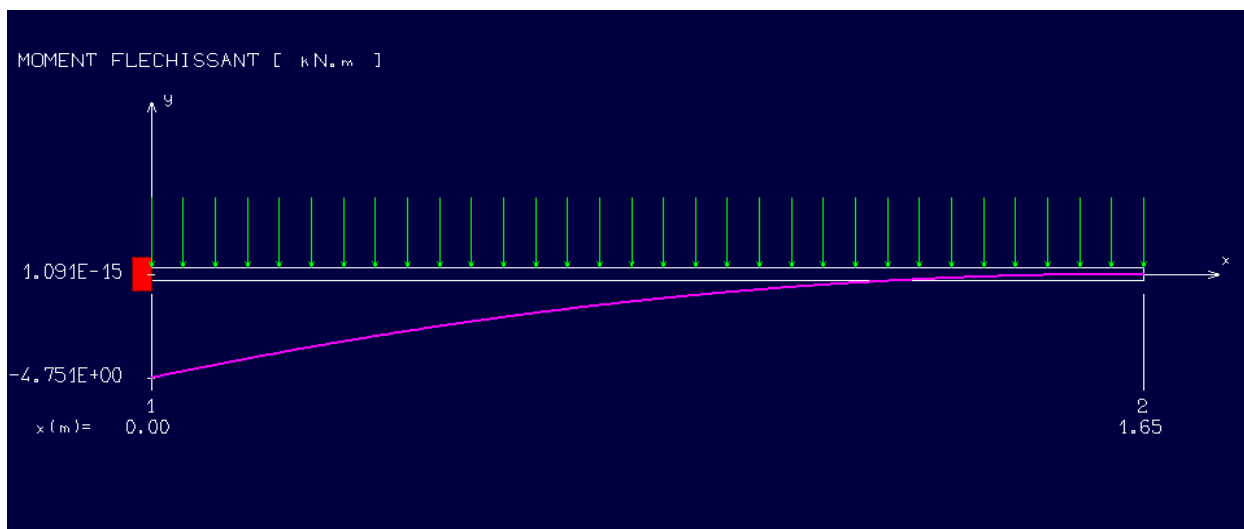


Figure IV-31: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4750}{14,17 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,020 = 0,992$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4750}{348 \times 0,992 \times 14,4} = 0,95 \text{ cm}^2$$

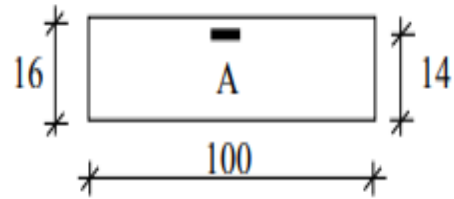


Figure IV-32: Section de calcul.

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 144 \times \frac{2,1}{400} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A^u = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = \max (0,95 ; 0,50) \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = 0,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$2T10 \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

- ❖ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_s = -3,40 \text{ KN/ml}$$

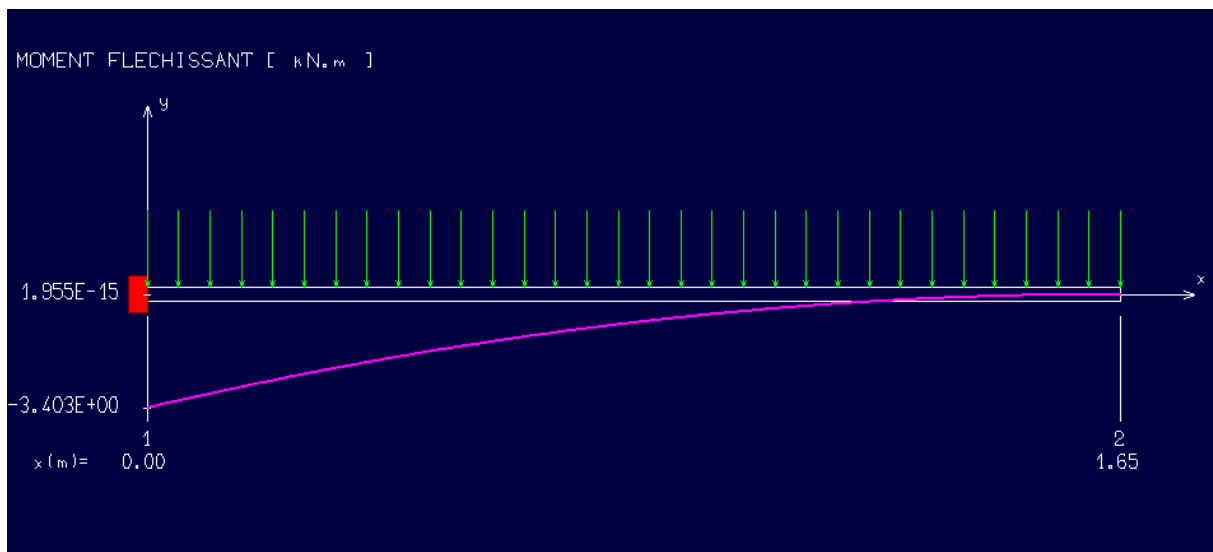


Figure IV-33: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{4,75}{3,40} = 1,39$$

$$\alpha = 0,020 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

- **Conclusion:**

$$\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ_s

} les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

- **Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = -5,76 \text{ kN}$$

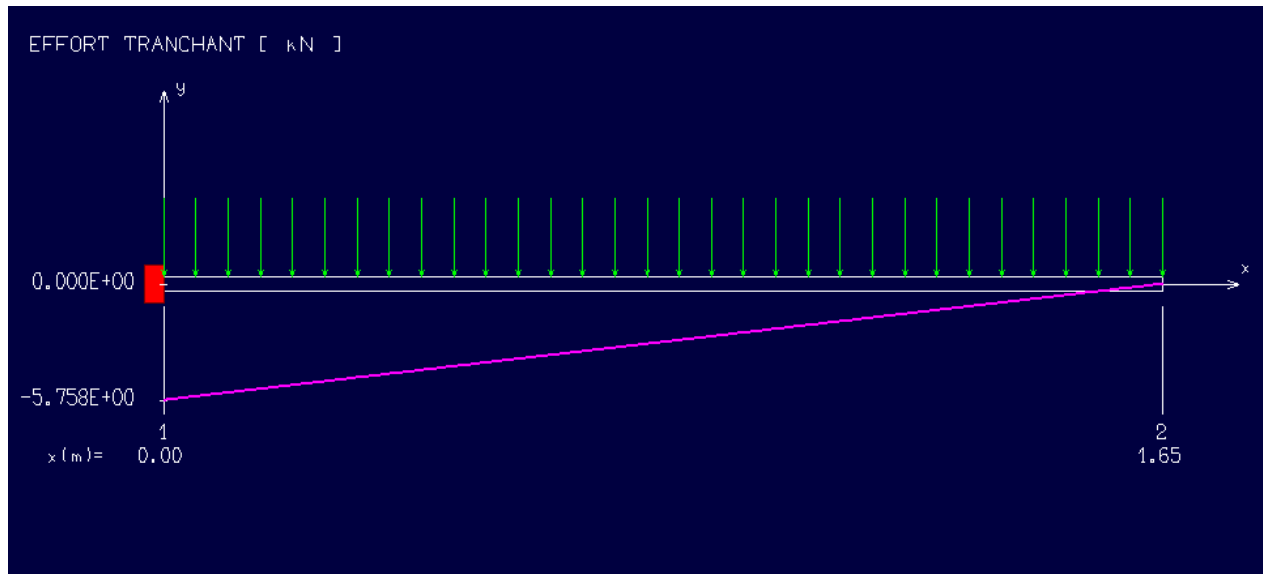


Figure IV-34: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

a. **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**
 :[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$A = 0,9d = 0,9 \times 14,4 = 12,96 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } T_u = 245170,9 \text{ N} \leq 0,267 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

$$T_u^{\max} = 5760 \text{ N} \leq 0,267 \times 12,96 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 259524 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:**[CBA93/A. 5. 1. 3. 2. 1].

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\delta_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_I = 1,75 \geq \frac{1,15}{400} \left(5760 + \frac{4750}{0,9 \times 14,4} \right) \times 10^{-2} = 0,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne
:[Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

Fissuration peut nuisible : $\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{mas}}}{b \times d} = \frac{5760}{30 \times 14,4 \times 10^2} = 0,13 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,13 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la Ligne.

Moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{16}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0,46 \text{ cm} = 4,6 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

Choix : $3\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,85 \text{ cm}^2$

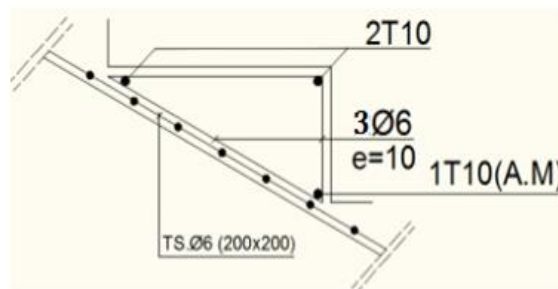


Figure IV-35: Coupe transversale sur la marche porteuse.

e. Espacement des armatures transversales : δ

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (Flexion simple).} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3f_{t28} \times K)} = \frac{0,85 \times 0,80 \times 400}{30 \times (0,13 - 0,3 \times 2,1)} = -18,13 \text{ cm (Valeur rejetée)}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times 0,8f_e}{0,4 b \times \sin \alpha} = \frac{0,85 \times 0,8 \times 400}{0,4 \times 30} = 22,66 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(12,96 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 12,96 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 12,96 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 12 \text{ cm}$.

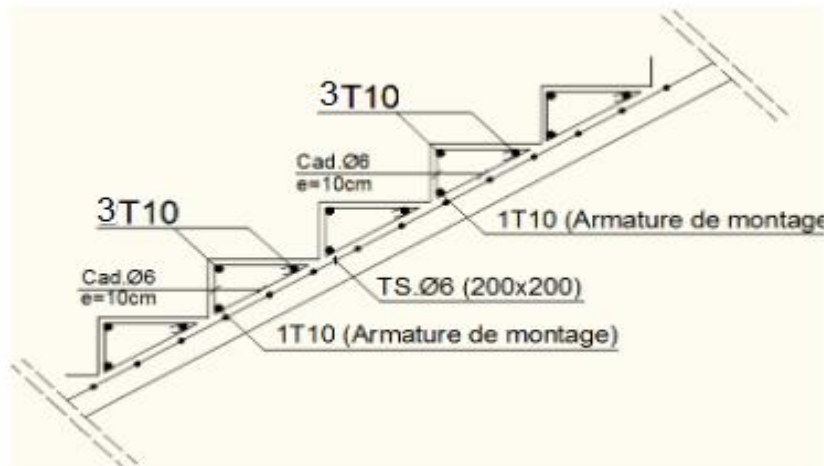


Figure IV-36: Dessin de ferrailage de la marche porteuse.

IV.3.4. Etude de la poutre brisée :

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges provenant des volées et des paliers ainsi que les marches porteuses.

IV.3.4.1. Pré-dimensionnement :

g : le poids propre de la poutre palière.

q : réaction d'appuis des deux escaliers.

- **Dimensionnement :**

La hauteur de la poutre doit respecter la condition de la flèche suivant :

$$\frac{1}{15} < h < \frac{1}{10}$$

On prend : $h = 40$ cm et $b = 30$ cm.

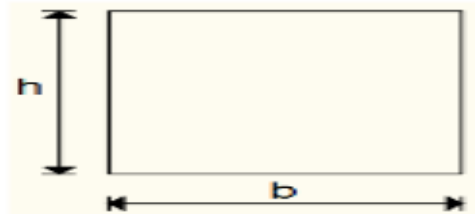


Figure IV-37 : Section transversale de la poutre brisée.

- **Vérification de conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

$$\left. \begin{array}{l} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \text{condition vérifiée}$$

Donc : la section de la poutre palière est : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Tableau IV.6: Dimension du section de la poutre brisée.

	h (cm)	B (cm)	Section adoptée (cm ²)
Formule	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$	$0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t$	30X40
Valeur	40	30	

IV.3.4.2. Evaluation des charges :

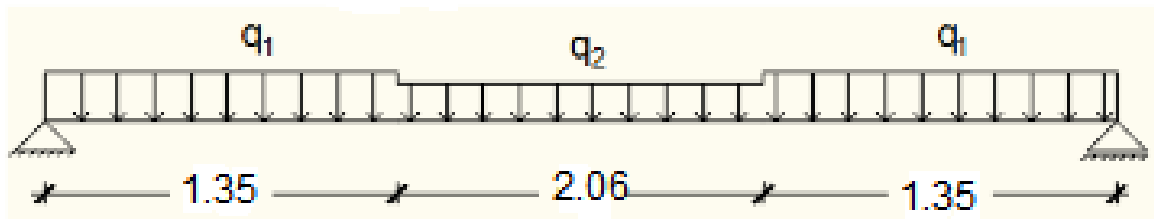


Figure IV-38: Schéma statique de la poutre brisée.

$$q_u^{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2 \times q_1 \times l_1}{l_2 + 2l_1} + (g_p + g'_m)$$

g_p ; g'_m : Poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement ;

q_1 : Charge uniformément répartie due aux réactions de la paillasse porteuse ;

q_2 : Charge uniformément répartie due aux marches porteuses et

q_{eq} : Charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

- **Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :**

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,4 \times 0,3 \times 2500 g_p = 300 \text{ daN/ml}$$

- **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$g'_m = G_{\text{mur}} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e = 10 \text{ cm} \Rightarrow g_{\text{mur}} = (90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 144 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage: } h_e = 4,91 - 0,40 = 3,51 \text{ m} \Rightarrow g'_m = 144 \times \frac{3,51}{2} = 252,72 \text{ KN.m}$$

- **Combinaison fondamentales :**

- ❖ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u^1 = R_B^U = 3588 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^2 = \frac{n \times q_u \times l}{L} = \frac{6 \times 3588 \times 1,35}{2,06} = 14108,16 \text{ daN/ml}$$

$$q_{eq}^u = \frac{3588 \times 2,06 + 2 \times 14108,16 \times 1,35}{2 \times 1,35 + 2,06} + (341,172 + 405) = 10301,48 \text{ daN/ml}$$

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_{\max}^u = \frac{q_{\text{éq}}^u \times l^2}{8} = \frac{10301,48 \times 4,76^2}{8} = 29175,85 \text{ daN/ml}$$

a. **En travée :**

$$q_t^u = 0,8 \times M_{\max}^u = 2334,068 \text{ daN/ml}$$

b. **En appuis :**

$$q_a^u = -0,2 \times M_{\max}^u = -5835,17 \text{ daN/ml}$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S.)**

$$q_s^1 = R_B^s = 2581 \text{ daN/ml}$$

c. **En travée :**

$$M_t^s = 0,8 \times M_{\max}^s = 16826,08 \text{ daN/ml}$$

d. **En appuis :**

$$M_a^s = -0,2 \times M_{\max}^s = -4206,52 \text{ daN/ml}$$

Tableau IV.7: Tableau des moments.

	ELU	ELS
Travée	23340,04	1682,08
Appuis	- 5835,01	-4206,52

IV.3.4.3 Calcul du ferrailage :

a. **En travée :**

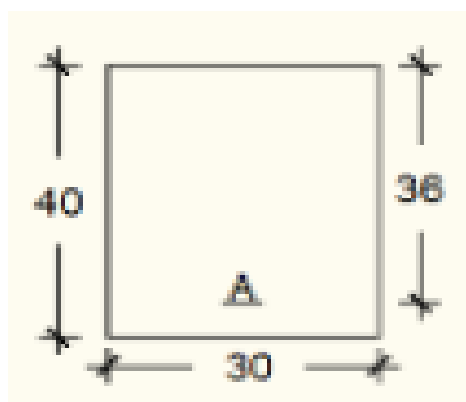


Figure IV-39 : Section de calcul de la poutre en travée.

❖ **Etat limite ultime (E.L.U)**• **Vérfications de l'existence de des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23340,68}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,054$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23340,68}{348 \times 0,982 \times 14,4} = 4,74 \text{ cm}^2$$

• **Condition non fragilité:[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 2,86 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$4T14 \longrightarrow A = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S.)**

$$M_t^s = 16826,08 \text{ daN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{23340,68}{16826,08} = 1,39$$

$$\alpha = 0,054 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

• **Conclusion:**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ_s

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

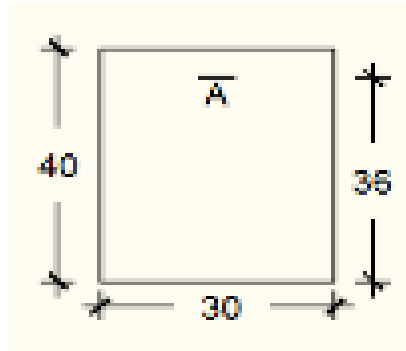
b. En Appuis :

Figure IV-40 : Section de calcul de la poutre en appuis.

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_a^u = -5835,01 \text{ daN/ml}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{583510,1}{14,17 \times 100 \times 36^2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{583510,1}{348 \times 0,982 \times 36} = 4,69 \text{ cm}^2$$

• **Condition non fragilité:[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 4,69 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$4T14 \longrightarrow A = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_a^{ser} = -4206.52 \text{ daN /ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq A \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5835,01}{4206,52} = 1,39$$

$$\alpha = 0,015 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

• **Conclusion:**

$$\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ_s

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

• **Calcul des armatures transversales :**

a. **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**
:[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{mas} = \frac{q_{eq} \times L}{2} = \frac{10301,48 \times 4,76}{2} = 24517,52 \text{ daN}$$

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$A = 0,9d = 0,9 \times 36 = 32,4$$

Avec :

$$T_u = 245175,2 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures** :[CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_I \geq \frac{\delta_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_I = 3,93 \geq \frac{1,15}{400} \left(245175,2 + \frac{58350,1}{0,9 \times 36} \right) \times 10^{-2} = 0,05 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne :
[CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

Fissuration peut nuisible : $\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{mas}}}{b \times d} = \frac{245170,9}{30 \times 36 \times 10^2} = 2,27 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2,27 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33$$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235.

Choix: 4 ϕ 8 \longrightarrow $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales : δ

K = 1 (Flexion simple).

$\alpha = 90^\circ$

Tableau IV.8 : Calcul de l'espacement.

Contrainte	τ_u [MPa]	2,27
Espace[m] [cm]	$\delta_{t_1} \leq \frac{A_t \times 0,8f_e}{b \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}$	7,68
	$\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \times 0,8f_e}{0,4 b \times \sin \alpha}$	31,49
	$\delta_{t_3} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$	32,4
Choix [cm]	$\delta_t \leq \min(\delta_{t_1} ; \delta_{t_2} ; \delta_{t_3})$	7,68
Conclusion		$s_t = 15 \text{ cm}$



Chapitre V



Etude sismique

CHAPITRE V

ETUDE SISMIQUE

V.1.Introduction :

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface terrestre. Vu que notre projet est situé à Mostaganem qui est une zone de moyenne sismicité IIa, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à ce phénomène et cela impose l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage et de définir un modèle structural qui vérifie les conditions et les critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel Robot qui est un logiciel de calcul automatique des structures. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2.Méthode statique équivalente :

V.2.1.Principe de la méthode : [Article 4.2.1 / RPA99, V2003] :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version 2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

- **Q** : Facteur de qualité ;
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure.

V.3. La méthode d'analyse modale spectrale :

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

Dans notre cas, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de la régularité en plan ne sont vérifiées.

V.3.1.Principe de méthode:

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3.2.Modalisation :

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT (version d'étudiant)** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.3.3.Présentation du logiciel :

« ROBOT » est un logiciel de calcul, d'analyse et la modélisation en 3D.

C'est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures, il offre une interface utilisable intuitive, puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction et simplifie le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normaux, contraintes σ ...).

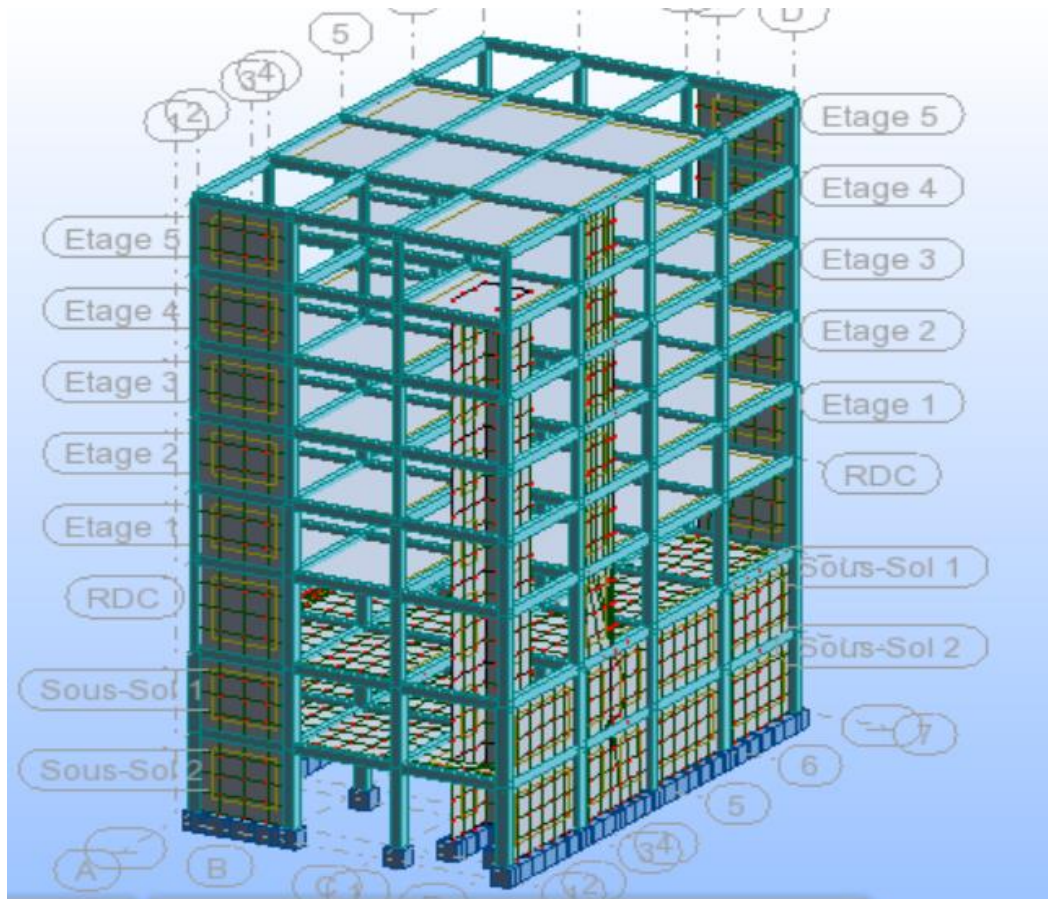


Figure V-1 : Vue 3D de la structure.

V.4. Etape de modélisation :

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux)
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements)
- Définir la géométrie du modèle
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
- Appliquer les charges
- Spécifier les options d'analyse (effet p-delta; options d'analyse modale)
- Définir le spectre de réponse (selon la norme) qui va être utilisé pour l'analyse spectrale.
- Exécuter l'analyse et afficher les résultats (modale et spectrale).
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats).

V.5. Détermination des charges :

Pour notre structure, on a trois types:

➤ *Charge permanente G :*

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

➤ *Charge d'exploitation Q :*

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

➤ *Les forces sismiques E:*

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

V.6.Déterminations des combinaisons :

- 1,35G + 1,5Q
- G + Q
- 0,8G + E
- 0,8G – E
- G + Q + E
- G + Q – E
- G + 0,2Q

V.7. Détermination du spectre de réponse :

- Zone IIa.
- Groupe d'usage : 2.
- Coefficient de comportement : 3 (type de contreventement : voiles porteurs).
- Site : S2 (ferme).
- Vérification des erreurs.
- Lancement de l'analyse.
- Interprétation des résultats.

V.8.Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) :

V.8.1. Résultante des forces sismiques de calcul :

➤ *Calcul de la force sismique totale V :*

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure

➤ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par (**Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Zone sismique : IIa (wilaya de Mostaganem).
 - Groupe d'usage : 2(Ouvrage courants ou d'importance moyenne).
- } => A= 0.15

➤ **Coefficient de comportement R :**

(Type de contreventement : voiles porteurs) (R=3.5)

➤ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$ [Formule 4.4] D'où

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Tableau V.1 : Valeur des Pénalités du facteur de qualité Pq .

Critère « q »	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
Σ	0.15	0.15

$$Q = QX = QY = 1 + 0.15 = 1.15$$

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases} \quad \text{[RPA99/V2003-Formule 4.2]}$$

Avec :

T_1, T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

η : Facteur de correction d'amortissement.

➤ **Périodes caractéristiques T_1, T_2 :**

Pour un site type S2 $T_1 = 0,15$ s et $T_2 = 0,40$ s [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

➤ **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau [(4.2) RPA99/V 2003]

Portique en béton armé, remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Estimation empirique de la période fondamentale :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6) et (4-7) du RPA99 (version 2003).

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min\left(\frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}; C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}\right)$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

$C_t = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- $D_x = 13,3$ m
- $D_y = 22,8$ m
- $H_n = 26,01$ m

- **Direction xx :**

Calcul T empirique :

$$T = Ct \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 26,01^{\frac{3}{4}} = 0,58 \text{ sec}$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{hn}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{26,01}{\sqrt{13,3}} = 0,64 \text{ sec}$$

$$T = \min (T ; T_x)$$

$$T_{\text{emp}} = 0,58 \text{ s} < T_{\text{anal}} = 0,58 \text{ s} < 1,3 T_{\text{emp}} = 0,75 \text{ s}$$

Donc $T = T_{\text{emp}}$ alors :

$$D_x = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 (0,40/0,58)^{2/3} = 1,48$$

- **Direction y-y :**

Calcul T empirique :

$$T = Ct \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 26,01^{\frac{3}{4}} = 0,58 \text{ sec}$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{hn}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{26,01}{\sqrt{22,8}} = 0,49 \text{ sec}$$

$$T = \min (T ; T_y)$$

$$T_{\text{emp}} = 0,49 \text{ s} < T_{\text{anal}} = 0,59 \text{ s} < 1,3 T_{\text{emp}} = 0,64 \text{ s}$$

Donc $T = T_{\text{emp}}$ alors :

$$D_x = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 (0,40/0,59)^{2/3} = 1,46$$

REMARQUE :

Le poids total de la structure est donné par logiciel de calcul **W = 2100573,08 Kg**

Tableau V.2: Valeur du poids de la structure W.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	15,75	0,59	90,70	65,11	#nd#	57,41	46,87	#nd#	2100573,08	2100573,08	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	15	1	15	15	1	2	1	1	1	1	1
MIN	1,70	0,08	0,11	46,87	#nd#	0,00	0,00	#nd#	2100573,08	2100573,08	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	15	1	1	1	9	15	1	1	1	1

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,48 \times 1,15}{3,5} \times 21005,73 = 1532,22 \text{ KN}$$

$$V_x \times 0,8 = 1532,22 \times 0,8 = 1225,78 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,46 \times 1,15}{3,5} \times 21005,73 = 1511,51 \text{ KN}$$

$$V_y \times 0,8 = 1511,51 \times 0,8 = 1209,21 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la condition des résultantes des forces sismique :**

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V(\text{dynamique}) > 80\% V(\text{Statique})$$

❖ **Pour V_x**

$$V_x \times 0,8 = 1532,22 \times 0,8 = 1225,78 \text{ KN} < V_x \text{ dyn} = 1590,60 \text{ KN}$$

❖ **Pour V_y**

$$V_y \times 0,8 = 1511,51 \times 0,8 = 1209,21 \text{ KN} < V_y \text{ dyn} = 1490,57 \text{ KN}$$

➤ **Vérfications de la période : [RPA990/V2003-Article 4.2.4]**

Le RPA99/version 2003 préconise que la valeur de T_{DYN} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_{EMP} .

On a :

$$\text{Sens } xx : 1,3 \times T_{\text{emp}} = 1,3 \times 0,58 = 0,75 \text{ s} > T_{\text{dyn}} = 0,58 \text{ s} \quad \text{C.V}$$

$$\text{Sens } yy : 1,3 \times T_{\text{emp}} = 1,3 \times 0,49 = 0,64 \text{ s} > T_{\text{dyn}} = 0,59 \text{ s} \quad \text{C.V}$$

- Direction xx : 6ème mode : Masse cumulée = 90,70 %
- Direction yy : 10ème mode : Masse cumulée = 65,11%

Tableau V.3: Les modes et les périodes.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,69	0,59	0,00	47,01	0,00	47,01	2099348,41	2099348,41
3/ 2	1,72	0,58	57,47	47,02	57,47	0,01	2099348,41	2099348,41
3/ 3	2,31	0,43	57,50	47,02	0,03	0,00	2099348,41	2099348,41
3/ 4	2,90	0,35	57,87	47,06	0,37	0,04	2099348,41	2099348,41
3/ 5	4,94	0,20	57,87	48,92	0,00	1,86	2099348,41	2099348,41
3/ 6	6,07	0,16	57,88	59,67	0,01	10,76	2099348,41	2099348,41
3/ 7	6,73	0,15	80,79	59,68	22,91	0,00	2099348,41	2099348,41
3/ 8	9,20	0,11	80,93	59,68	0,14	0,00	2099348,41	2099348,41
3/ 9	9,43	0,11	80,93	59,68	0,00	0,00	2099348,41	2099348,41
3/ 10	10,17	0,10	80,98	59,68	0,05	0,00	2099348,41	2099348,41
3/ 11	11,71	0,09	80,98	59,68	0,00	0,00	2099348,41	2099348,41
3/ 12	11,93	0,08	81,01	59,73	0,04	0,05	2099348,41	2099348,41
3/ 13	13,34	0,07	81,01	65,08	0,00	5,35	2099348,41	2099348,41
3/ 14	13,79	0,07	90,70	65,08	9,69	0,00	2099348,41	2099348,41
3/ 15	15,75	0,06	90,71	65,08	0,00	0,00	2099348,41	2099348,41

REMARQUE : la structure est trop rigide suivent la direction yy.

V.8.2.Vérification de coefficient K :

Dans notre cas le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

Avec :

N : Le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 8 niveaux).

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{N} \Rightarrow K = 10 > 8,48 \quad \text{Condition vérifié.}$$

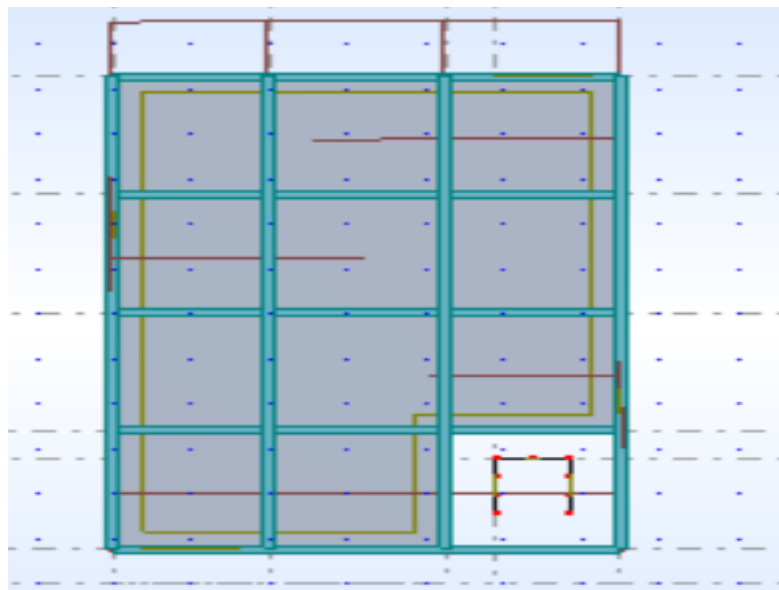


Figure V-2: Mode 1 translation sur (y-y).

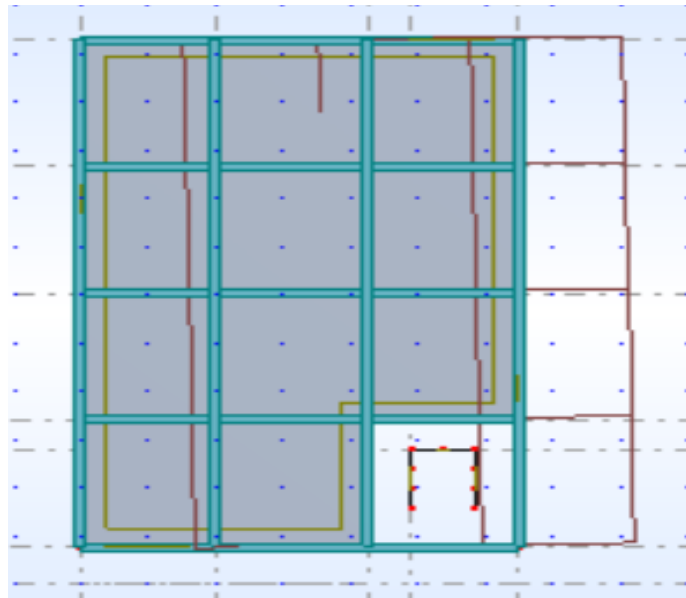


Figure V-3 : Mode 2 translation sur (x-x).

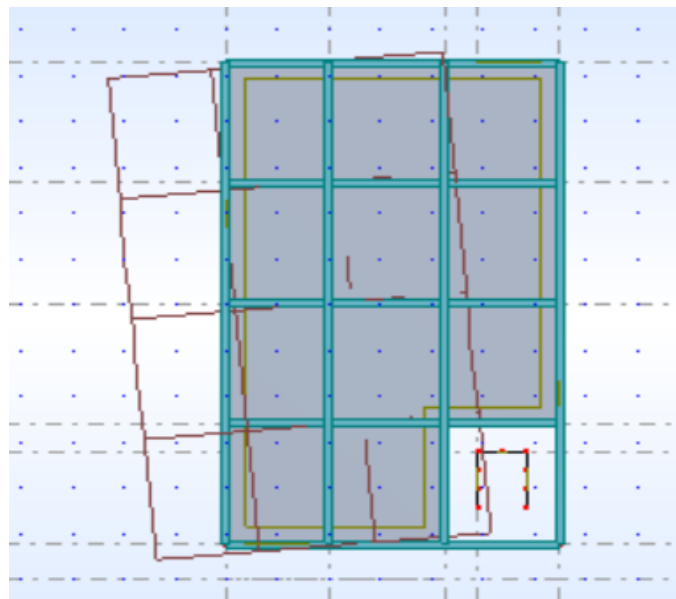


Figure V-4 : Mode 3 rotation.

V.8.3. Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10] :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

- Δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).
- Δ_k : est le déplacement horizontal au niveau (k).
- R : Coefficient de comportement ($R = 3,5$).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \Delta_k - \Delta_{k-1}$$

H_{ETAGE} : hauteur d'étage.

Remarque : déplacement due aux forces sismiques est donné par le logiciel Robot.

Tableau V.4 : Vérification de déplacement.

Niveau	$h_e [cm]$	$\delta_{ek} [cm]$		$\Delta_k [cm]$		$\Delta_{r adm}$ [cm]	Vérification $\Delta_{kx}, \Delta_{ky} < \Delta_{r adm}$
		Sens x-x	Sens y- y	Sens x-x	Sens y- y		
5^{ème} étage	306	0,0	0,0	0,0	0,0	306	Vérifier
4^{ème} étage	306	0,0	0,0	0,0	0,0	306	Vérifier
3^{ème} étage	306	0,0	0,0	0,0	0,0	306	Vérifier
2^{ème} étage	306	0,0	0,0	0,0	0,0	306	Vérifier
1^{ème} étage	306	0,0	0,0	0,0	0,0	306	Vérifier
RDC	391	0,0	0,0	0,0	0,0	391	Vérifier
S.SOL 1	340	0,0	0,0	0,0	0,0	340	Vérifier
S.SOL 2	340	0,0	0,0	0,0	0,0	340	Vérifier

V.8.4. Justification vis a vis de l'effet $P\Delta$:

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce Phénomène est appelé « effet $P\Delta$ ».

D'après l'article du RPA (5.9) Les effets du 2^o ordre (ou effet $P\Delta$) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux

P_k : poids total de la structure et des charges D'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau «k-1».

h_k : hauteur de l'étage « k ».



Chapitre VI



*Etude des éléments
Structuraux*

CHAPITRE VI

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1.Introduction :

- **Poteaux:**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent points d'appuis poutres des Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Poutres:**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des plancher seaux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

- **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur $h \geq (4 \times e)$ qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

VI.2.Ferraillage des portiques:

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivent:

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

E : Efforts sismiques.

:

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93]:

- $1,35G+1,5Q \longrightarrow$ Etat Limite ultime.
- $G+Q \longrightarrow$ Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA99v2003]:

- $0,8 \times G \pm E \longrightarrow$ Poteaux
- $G + Q \pm E$
- $G+Q \pm 1,2E \longrightarrow$ Poutres

Les efforts sont calculés en tenant compte des combinaisons obtenues à l'aide du logiciel

ROBOTS (version gratuite).

VI.2.2.Ferraillage des poutres :

On distingue deux types des poutres:

- Poutres principales: **(30 ×45) cm²**.
- Poutres secondaires: **(30×40) cm²**.

VI.2.2.1.Ferraillages réglementaires:**1. Recommandation du R.P.A.99 (version2003) : [ART7.5.2.1]****➤ Armature longitudinale:**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc:

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone IIa.
- Armatures maximale : $4\% \times B$ en zone courante $6\% \times B$ en zone recouvrant.
- Longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone IIa.

Avec: B: Section de la poutre.

➤ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \text{ min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec:

B : Section de la poutre en (cm²) ;

b : Largeur de la section en (cm²) ;

S : L'espacement des armatures transversales en (cm).

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \emptyset\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

2. RèglementBAEL91: [BAEL91r99/Article-4.2]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est:

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

VI.2.2.2. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel, on obtient les résultats suivants :

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants.

Sollicitation	Moment maximal en (KN.m)						L'effort tranchant en (KN)
	ELU.		ELS.		ACC.		ELU.
	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Max
Poutre Principale (30*45)	77,57	-122,14	56,66	-88,54	104,34	-33,66	135,98
Poutre secondaire (30*40)	39,34	-52,02	28,50	-37,86	59,74	-77,99	60,80

➤ **Armatures longitudinales :**

1. Conditions imposées par le RPA99/V20

- Poutre principale : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

2. Conditions imposées le BAEL91 :

• **Poutre principale :**

$$h = 45 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 40,5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaire :**

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Exemple de Calcul : Poutres principales (30x45) cm²

a. En travée :

Situation durable et transitoire :

❖ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_t^u = 77.57 \text{ KN.m}$$

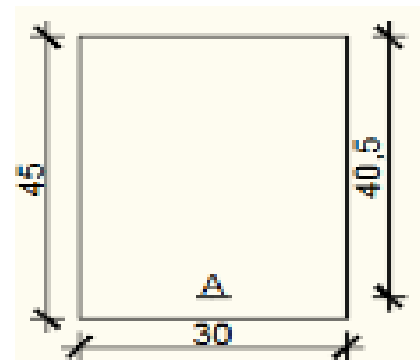


Figure VI-1 : Section de calcul en travée.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{77570}{14,17 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,111$$

$$\mu = 0,111 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,942$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{cal} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{77570}{348 \times 0,942 \times 40,5} = 5,84 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle :

$$M_t^{Acc} = 104,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{104340}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,115$$

$$\mu = 0,115 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,153$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,939$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{acc} = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{104340}{400 \times 0,939 \times 40,5} = 6,86 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{acc}) = \max (5,84 ; 1,46 ; 6,86) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 6,86 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T16 \longrightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_t^{\text{ser}} = 56.66 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{77570}{56660} = 1,37$$

$$\alpha = 0,153 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

• **Conclusion:**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour σ

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

b. En appuis :Cas fondamentaux :❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_a^u = -122.14 \text{ KN.m}$$

Figure VI-2 : Section de calcul en Appuis.

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{122140}{14,17 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,175$$

$$\mu = 0,175 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,242$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,903$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{122140}{348 \times 0,903 \times 40,5} = 9,60 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle :

$$M_a^{Acc} = -33,66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{33660}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,037$$

$$\mu = 0,037 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,981$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{cal} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33660}{400 \times 0,981 \times 40,5} = 2,12 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{acc}) = \max (2,12 ; 1,46 ; 9,60) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 9,60 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T16+4T12 \longrightarrow A = 10,67 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_t^{ser} = -88.54 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{122140}{88540} = 1,38$$

$$\alpha = 0,153 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

- **Conclusion:**

$$\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour σ

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

VI.2.2.3. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne,

et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 135.98 \text{ KN.m}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$A = 0,9 d = 0,9 \times 40,5 = 36,45 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } T_u = 135980 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

$$T_u^{\max} = 135980 \text{ N} \leq 0,267 \times 12,96 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures: [CBA93/A.5.1.3.2.1]

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u^{\max} + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 21,29 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 10^{-2} \times \left[135980 + \frac{122140}{0,9 \times 40,5} \right] = 4,006 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1] :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{135980}{30 \times 40,5 \times 100} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d) Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

- Diamètre des armatures transversales : [Article BAEL91/4.2.3]

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

(1 cadre +1 étrier).

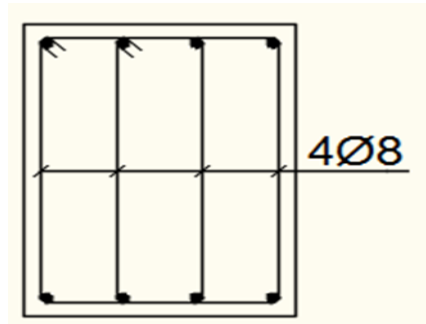


Figure VI-3: Armatures transversales.

- **L'espacement des armatures transversales** : [Article CBA93/A.5.1.2.2/ A.5.1.2.3]

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,80 \times 2,01 \times 400}{30 \times (1,12 - 0,3 \times 2,1)} = 43,75 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(36,45 ; 40) = 36,45 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003) :

➤ **Zone nodale**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

e) **Vérification des armatures transversales** :

➤ **Zone nodale**

$$A_t = 0,005 \times \delta_{t4} \times b = 0,005 \times 10 \times 30 = 1,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante**

$$A_t = 0,005 \times \delta_{t4} \times b = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40 \phi_{max}$

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif de ferrailages trouvé par EXPERT.

Types des poutres		A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Armatures choisies	A_{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutre principale	Travée	1,46	6,75	6,86	3T14+3T12	8,01	56
	Appuis			9,60	4T16+2T12	10,3	56
Poutre secondaire	Travée	1,30	6,00	4,40	4T12	4,52	56
	Appuis			5,70	4T14	6,79	56

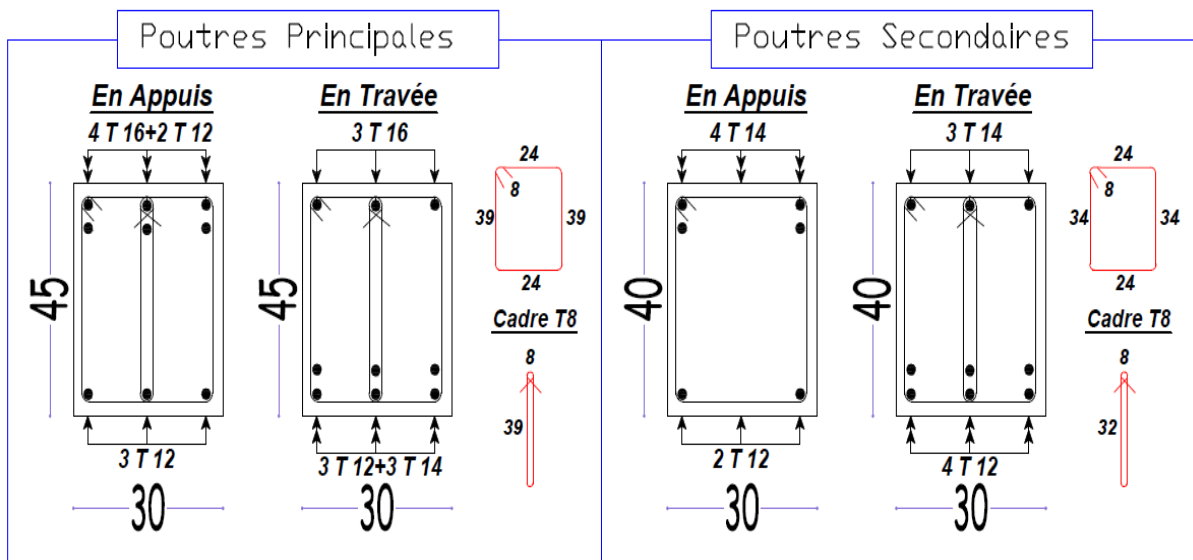


Figure VI-4: Shéma ferrailage des poutres.

VI.2.3. Etude des poteaux :

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_{y-y}, M_{z-z}) (voir fig. VI.6).

Leurs rôles :

- ✓ Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- ✓ Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
 - Effet du vent ;
 - Effet de la dissymétrie des charges ;
 - Effet de changement de la température ;
 - Effet des efforts sismiques et
 - Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

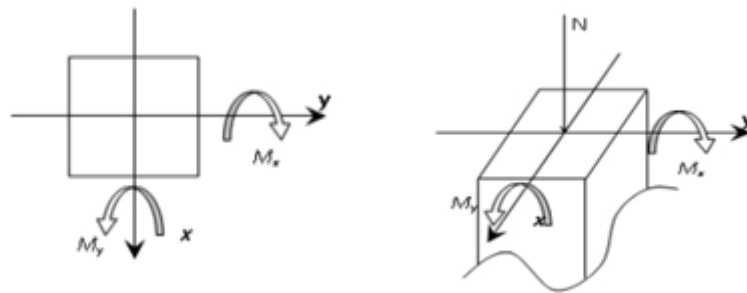


Figure VI-5: Sollicitation sur les poteaux.

Donc trois cas peuvent se présenter, à savoir:

- | | | | |
|---------------------------------------|--------|---|-----------------------|
| 1er cas : N_{\max} | —————> | $(M_{x_{\text{corr}}} ; M_{y_{\text{corr}}})$. | |
| 2 ^{ème} cas : $M_{x_{\max}}$ | —————> | $N_{\text{corr}} ; M_{y_{\max}}$ | → N_{corr} . |
| 3 ^{ème} cas : N_{\min} | —————> | $(M_{x_{\text{corr}}} ; M_{y_{\text{corr}}})$. | |

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le **RPA99**, **V2003** et le **BAEL91**.

VI.2.3.1. Ferrailage réglementaire :

1) Recommandation du RPA99, V2003:

➤ **Les armatures longitudinales :**

Pour les armatures longitudinales on doit respecter les conditions suivantes :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences (**HA**), droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de $0,8\% \times B$ en **zone IIa**.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ $4\% \times B$ en zone courante.
 - ✓ $6\% \times B$ en zone recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de ;
 - ✓ $40 \Phi L_{\max}$ en **zone IIa**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ✓ 25 cm en **zone IIa**.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique).

- Les longueurs (l') à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont:

$$L' = 2 h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_c}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right)$$

Avec :

h : La hauteur de la poutre en (cm) ;

a, b : Dimensions de la section d'un poteau en (cm);

h_c : La hauteur libre entre deux étages en (cm).

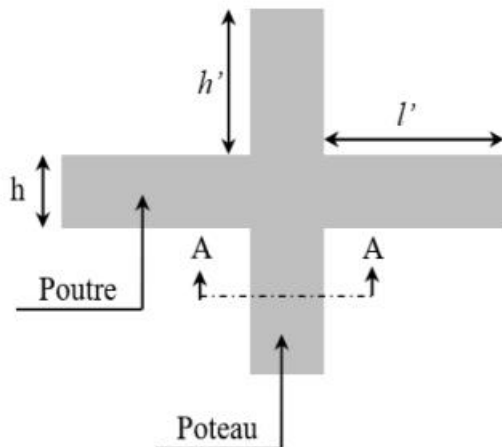


Figure VI-6: Schéma de la zone nodale du poteau.

➤ **Les armatures transversales : [Article 7.4.2.2 / RPA99, V2003]**

Les armatures transversales des poteaux A t sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

[Formule 7.1/RPA99, V2003].

Avec:

T_u : Effort tranchant en (N);

a : Hauteur totale de la section brute en (cm) ;

f_e : Limite élastique des armatures transversales en (MPa) ;

ρ_a : Coefficient qui dépend de l'élançement géométrique.

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow a = 2.25 \\ \text{Avec: } g = \left(\frac{f_e}{a} \text{ ou } \frac{f_e}{b} \right). \\ \lambda_g < 5 \rightarrow a = 3.75 \end{array} \right.$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales en (cm) qui peut être déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \dots \dots \dots$ (zone IIa).
- ✓ Zone courante : $\delta_t \leq 15.\phi_L \dots \dots \dots$ (zone IIa).

ϕ_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La section minimale des armatures transversales est calculée à l'aide de la formule :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme suit :

- Si : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\%$
- Si : $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$
- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes.

2) Recommandation du BAEL91:

➤ Les armatures longitudinales: [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]

La section A_l des armatures longitudinales doivent respecter les conditions suivantes :

- Pour une section entièrement comprimée $\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq 4 \text{ cm}^2 \text{ paramètre de périmètre;} \\ 0,2 \% B \leq A_l \leq 5 \% B . \end{array} \right.$

Avec :

B : La section totale du poteau en (cm²).

- Pour une section entièrement tendue $\rightarrow A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B .$

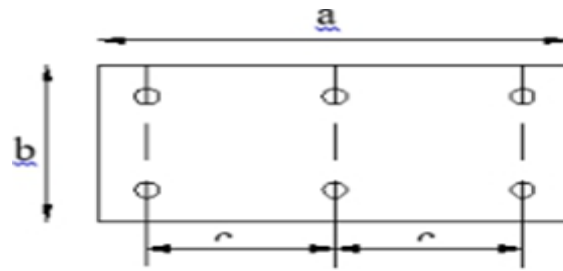


Figure VI-7: Espacement entre les armatures longitudinales d'un poteau.

- Pour les sections rectangulaires :

La distance maximale c de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

b: Le petit côté du rectangle en (cm).

- Armatures minimales:
$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] \rightarrow \text{pour la compression simple.} \\ A_{\min} = 0,23 \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow \text{pour la flexion simple.} \end{array} \right.$$

➤ **Les armatures transversales : [Article A.8.1.3 /BAEL91]**

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$t \leq 3\phi_{I \max}$$

- L'espacement des armatures transversales est de :

$$t = \min [\phi_{I \max} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm})$$

b: La plus petite dimension de la section transversale du poteau en (cm).

$\phi_{I \max}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance en (cm).

- On doit prévoir trois cours d'armatures transversales, Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales.

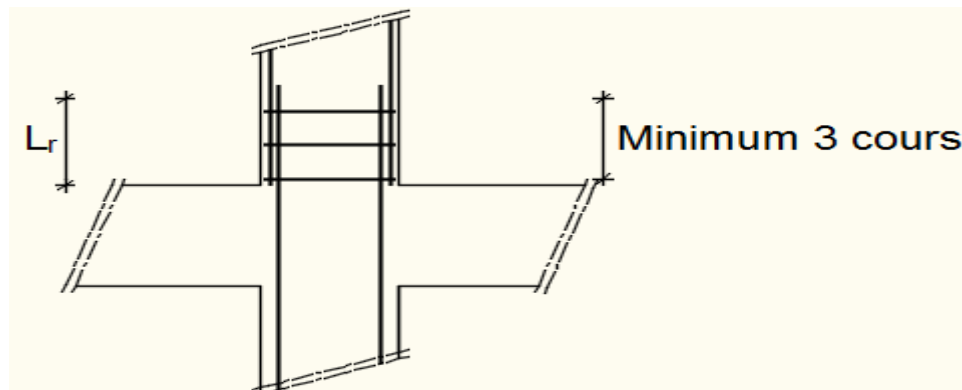


Figure VI-8: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec:

L_r : Longueur de recouvrement.

VI.2.3.2. Les sollicitations des poteaux :

Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	2 S'sol	(45 ×45)
2	RDC -1 ^{ème} étage	(40 ×40)
3	2 ^{ème} - 3 ^{ème} étage	(35 ×35)
4	4 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	(30 ×30)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOTS sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (**1,35G+1,5Q**) pour la situation durable et (**G+Q±E**) (**0.8G±E**) pour la situation accidentelle.[RPA99/V2003/ART 5.2]

Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchant.

combinaisons		Les efforts	Poteau (45*45)	Poteau (40*40)	Poteau (35*35)	Poteau (30*30)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N_{max} [KN]	2332,45	1581,60	1057,92	552,08
		$M_{z\ cor}$ [KN.m]	1,93	0,28	-0,61	0,30
		$M_{y\ cor}$ [KN.m]	8,45	13,36	-12,52	-11 ,60
G + Q ± E 0.8G ± E	Cas 2	$M_{z\ max}$ [KN.m]	60,36	64,81	781,82	60,77
		N_{cor} [KN]	785,43	238,50	142,57	111,29
		$M_{y\ cor}$ [KN.m]	-0.03	14.62	21,18	6,88
	Cas 3	$M_{y\ max}$ [KN.m]	-63,57	-29.65	-52,55	-42,50
		N_{cor} [KN]	1158.91	791,42	371,46	99 ,60
		$M_{z\ cor}$ [KN.m]	23.24	1,51	5,34	28,20
	Cas 4	N_{min} [KN]	-831,78	125,73	-260,18	-76,83
		$M_{z\ cor}$ [KN.m]	-8,25	-27,77	2,91	-11,76
		$M_{y\ cor}$ [KN.m]	43,60	2,97	5,95	10,10
	Effort tranchant		T_u^{max}	48,30	12,87	38,42

calcul des armatures :

Exemple de calcul : Poteau (45×45) cm.

a) Les armatures longitudinales :

$b = 45 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$, $d = 40,5 \text{ cm}$, $c = 4,5 \text{ cm}$

1^{ère} Cas :**Sens y-y :**

$N = 2332,45 \text{ KN}$ $M = 8,45 \text{ KN.m}$

$e = \frac{M}{N} = \frac{8,45}{2332,45} = 0,0036 \text{ m} = 0,36 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2332450 - 100 \times 45 \times 45 \times 14,17}{100 \times 348} = -15,43 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

❖ Etat limite de stabilité de forme :**• Calcul de l'élançement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{238}{45} = 18,29 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{0,36}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_0}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,36}{45} = 0,008 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{18,29}{35} \right)^2 = 1,05$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,05 \times 2332,45 = 2449,07 \text{ KN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 57,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{57,79}{2332,45} = 0,026 \text{ m} = 2,6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

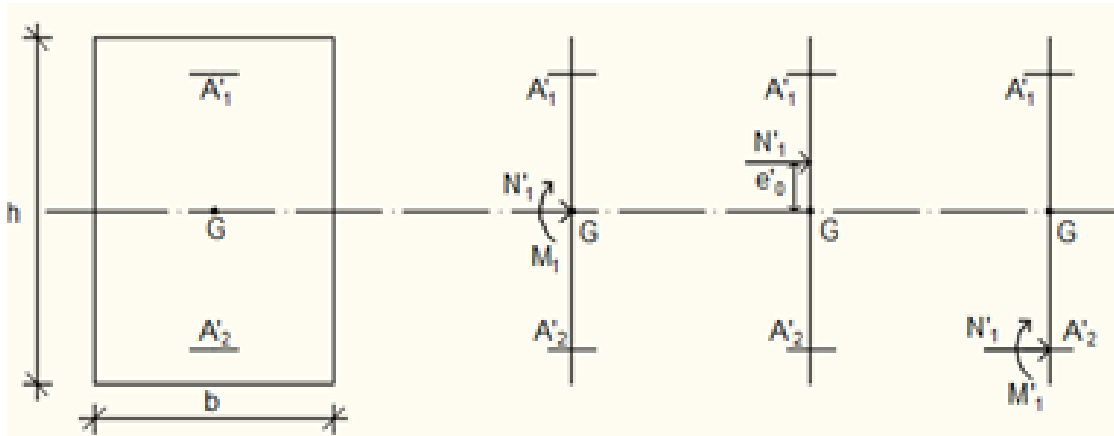


Figure VI-9: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$\Rightarrow (1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) 14,17 \times 45 \times 45 = 330,57 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (2) = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2332,45 \times 10^{-2} (40,5 - 4,5) - 480,484 = 542,88 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 20,6 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2332,45 \times 20,6 \times 10^{-2} = 480,4847 \text{ KN.m}$$

(1) = 330,57 KN.m < (2) = 542,88 KN.m \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{480484,7}{14,17 \times 45 \times 40,5^2} = 0,00045$$

$$\mu = 0,0004 < \mu_{AB} = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,00056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,999$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{480484,7}{348 \times 0,999 \times 40,5} = 34,13 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 34,13 - \frac{233245}{100 \times 348} = -32,9 < 0 \rightarrow AFC = 0 \text{ cm}^2$$

Sens z-z :

$$N = 2332,45 \text{ KN} \quad M_z = 1,93 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,93}{2332,45} = 0,00082 \text{ m} = 0,082 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm}.$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2332450 - 100 \times 45 \times 45 \times 14,17}{100 \times 348} = -15,43 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

❖ **Etat limite de stabilité de forme :**

• **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{238}{45} = 18,29 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{0,082}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_0}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,082}{45} = 0,0018 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{18,29}{35} \right)^2 = 1,05$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,05 \times 2332,45 = 2449,07 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 50,98 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{50,98}{2332,45} = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

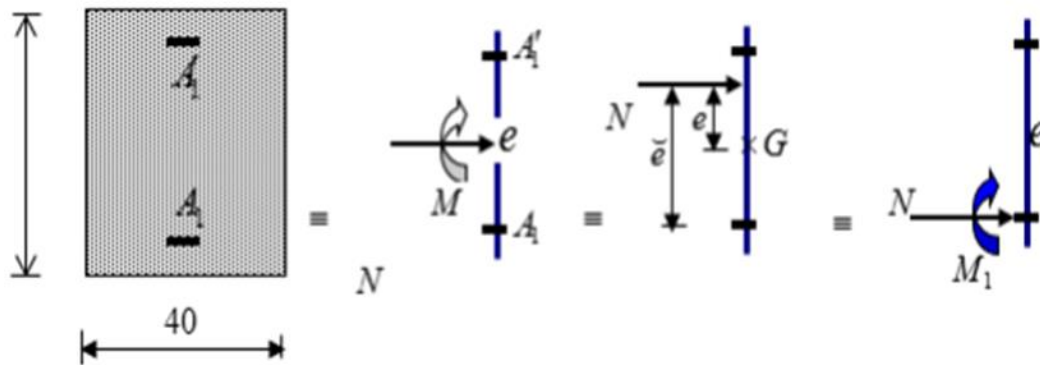


Figure VI-10: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$\Rightarrow (1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5)14,17 \times 45 \times 45 = 330,57 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (2) = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2332,45 \times 10^{-2}(40,5 - 4,5) - 466,49 = 373,19 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 20 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2332,45 \times 20 \times 10^{-2} = 466,49 \text{ kN.m}$$

(1) = 330,57 KN.m < (2) = 373,19 KN.m \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{46649}{14,17 \times 45 \times 40,5^2} = 0,045$$

$$\mu = 0,045 < \mu_{AB} = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,057$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,977$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{46649}{348 \times 0,977 \times 40,5} = 3,387 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3,387 - \frac{233245}{100 \times 348} = -3,319 < 0 \rightarrow \text{AFC} = 0 \text{ cm}^2.$$

2^{ème} Cas

Sens y-y :

$$N = 785,43 \text{ KN} \quad M_y = 0,03 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,03}{785,43} = 0,00003 \text{ cm} = 0,003 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section

✓ Etat limite ultime (A.C.C) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{785430 - 100 \times 45 \times 45 \times 18,48}{100 \times 400} = -73,92 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

❖ **Etat limite de stabilité de forme :**

• **Calcul de l'élançement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{238}{45} = 18,29 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{340}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,003}{45} = 0,00006 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{18,29}{35}\right)^2 = 1,05$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,05 \times 785,43 = 824,701 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 824,701 \times 2,003 \times 10^{-2} = 16,51 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{16,51}{785,701} = 0,02 \text{ m} = 2,0 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

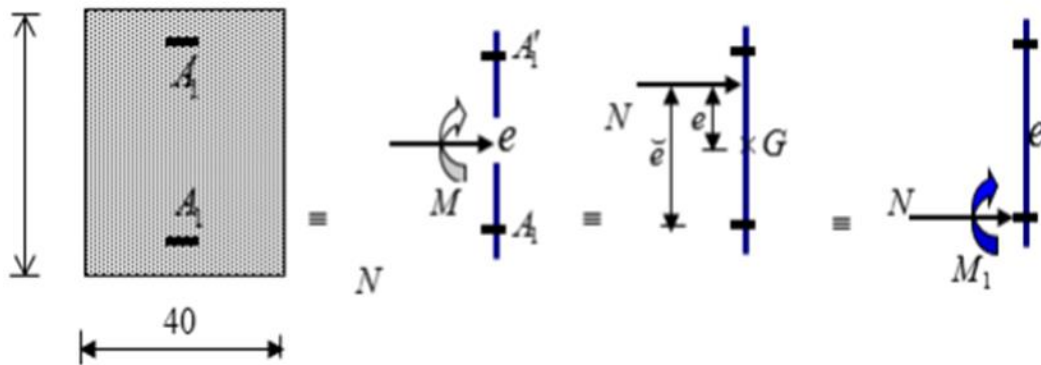


Figure VI-11: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$\Rightarrow (1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5)14,17 \times 45 \times 45 = 330,57 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (2) = N_1 \times (d - c) - M_1 = 785,43 \times 10^{-2}(40,5 - 4,5) - 157,086 = 125,67 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 20 \text{ cm}$$

$$M_1 = 785,43 \times 20 \times 10^{-2} = 157,086 \text{ kN.m}$$

(1) = 330,57 KN.m > (2) = 125,67KN.m \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{157086}{18,48 \times 40 \times 40,5^2} = 0,129$$

$\mu = 0,129 < \mu_{AB} = 0,379$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,173$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,930$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{157086}{400 \times 0,930 \times 40,5} = 10,42 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10,42 - \frac{785430}{100 \times 400} = -9,21 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas :

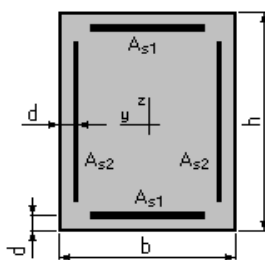
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier:** $F_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

2. Section:



$$b = 45,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 45,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 4,5 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N3	Type	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
	ELA	1158,91	-63,57	23,24

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique (cm²) $A_{S1} = 2,3$ (cm²) Section théorique $A_{S2} = 1,3$ (cm²)

Section minimum (cm²) $A_{S \min} = 7,2$ (cm²) Section maximum $A_{S \max} = 101,3$ (cm²)

Théorique = 0,36 (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,18$ (%) maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELA N = 1158,91 (kN) $M_y = -63,57$ (KN.m) $M_z = 23,24$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 2,43 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 49,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28,9$ (cm)

Déformation du béton: $\sigma_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\sigma_s = 0,20$ (‰)

Contrainte de l'acier:

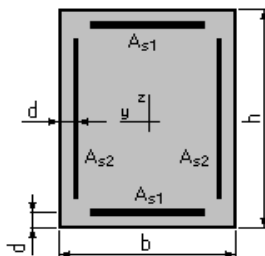
Tendue: $\sigma_s = 40,7$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

4^{ème} Cas :**Calcul de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 45,0$ (cm)

$h = 45,0$ (cm)

$d = 4,5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N1	Type	N (KN)	M_y (KN*m)	M_z (KN*m)
	ELA	-831,78	43,60	-8,25

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{S1} = 6,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{S2} = 6,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 7,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{S \text{ max}} = 101,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 1,31 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,18 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N1: Type ELA $N = -831,78 \text{ (KN)}$ $M_y = 43,60 \text{ (KN.m)}$ $M_z = -8,25 \text{ (KN.m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 41,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\sigma_b = 0,59 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\sigma_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$

VI.2.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

$T_u^{\text{max}} = 48,30 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{48300}{45 \times 40,5 \times 10^2} = 0,265 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$

Donc on prendra $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

Espacement des armatures transversales :

Suivant les règles BAEL 91

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone IIa)

Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1 = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{238}{45} = 5$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,55\% \times b \times \delta_t = 0,0055 \times 45 \times 10 = 2,475 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2 \times h = 225 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) = \left(\frac{280}{6}; 45; 45; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40\phi_{\text{Imax}}$

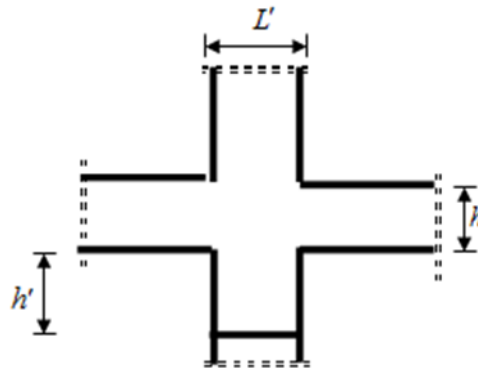


Figure VI-12 : La zone nodale.

➤ **Armatures minimales :**

Selon le BAEL 91 : $A_{\min} \geq \max\left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100}\right]$

Selon le RPA : $A_{\min} = 0,8\% B$

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA/V2003.

Poteaux	Dimensions	$A_{\text{BAEL } 0,2 \times \frac{b \times h}{100}}$	$8 \times \frac{b+h}{100}$	$A_{\text{RPA}} = 0,008 \times b \times h$
2S-sol	(45x45)	4,05	7,2	16,2
RDC → 1 ^{ème}	(40x40)	3,2	6,4	12,8
2 ^{ème} → 3 ^{ème}	(35x35)	2,45	5,6	9,8

4 ^{ème} → 5 ^{ème}	(30x30)	1,8	4,8	7,2
-------------------------------------	---------	-----	-----	-----

Remarque :

Les armatures des autres poteaux sont obtenues par le logiciel ROBOE EXPERT.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.6: Tableau récapitulatif de toutes les armatures.

Sections	A _{cal} [cm ²]	A RPA [cm ²]	Choix	A [cm ² adopté]	Recouvrement
(45x45)	2.5	16,2	12T14	18,46	80
(40x40)	2	12,8	8T12+4T14	15,20	64
(35x35)	1,8	9,8	12T12	13,57	56
(30x30)	1.5	7,2	8T12	9,05	56

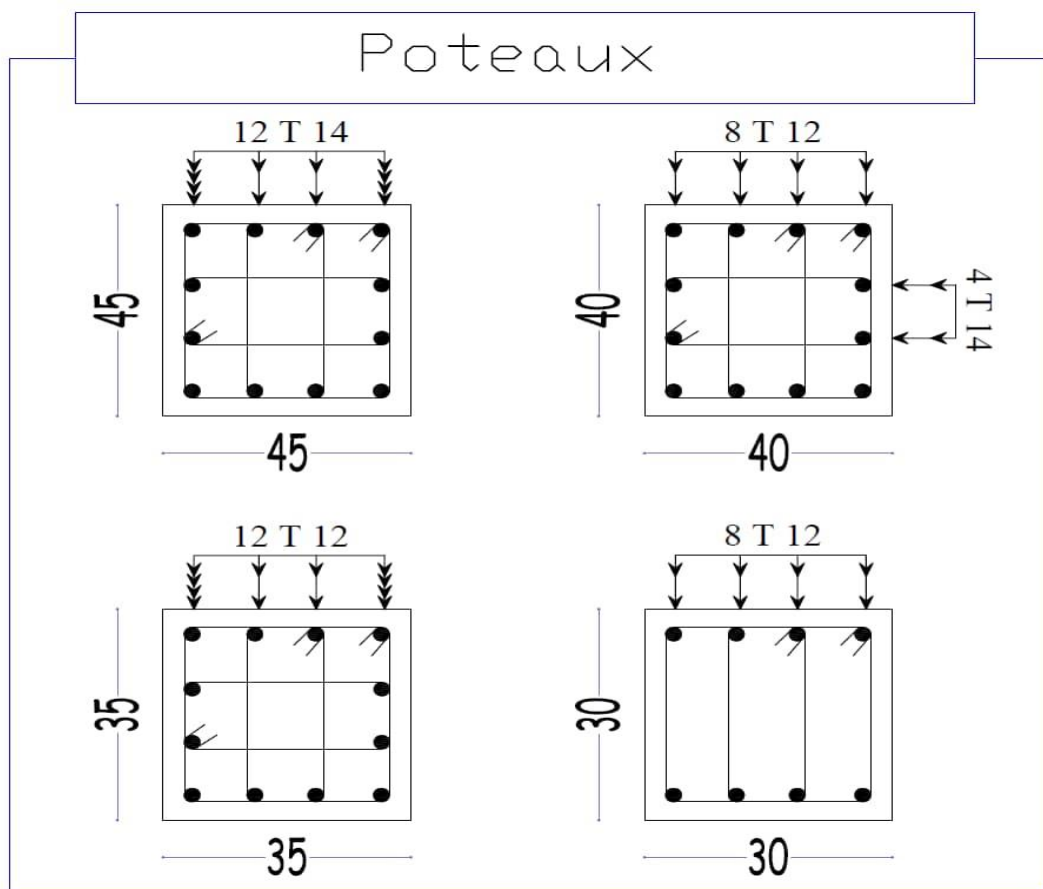


Figure VI-13 : Ferrailage des poteaux.**VI.3. Etude des voiles :**

Les voiles seront calculés en **flexion composée** sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VI.3.1. Combinaison d'actions :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- ✓ ELU
- ✓ ELS
- ✓ ELA

VI.3.2. Prescriptions imposées par RPA99 :**1. Aciers verticaux**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par Le RPA 99 et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

2. Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent.
- Être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

3. Règles générales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1,5.e$$

Article 7.7.4.3 RPA

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception de la zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- La longueur de recouvrement doit être égales à :
 - ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont Possibles
 - ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VI.3.3.Ferraillage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(h_e ; \frac{2L}{3} \right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes.

Pour le ferraillage on a partagé l'ouvrage en quatre zones.

Zone I : S.S.

Zone II : RDC ,1^{ère} ,2^{ème} étage.

Zone III : 3^{ème}, 4^{ème} , 5^{ème} étage.

VI.3.3.1.Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile V1 S.S:

- **Détermination des sollicitations :**

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

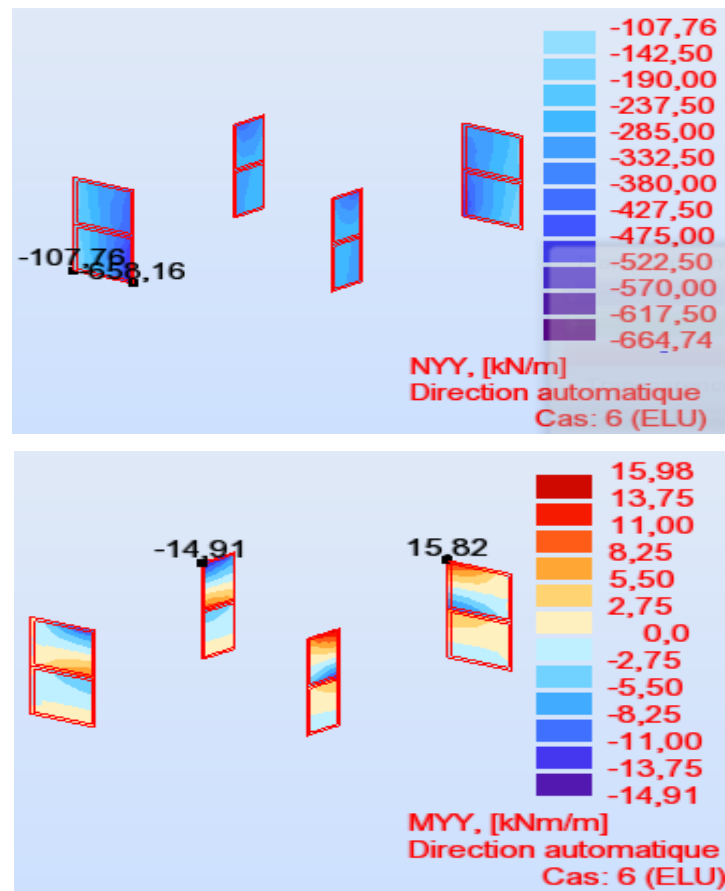
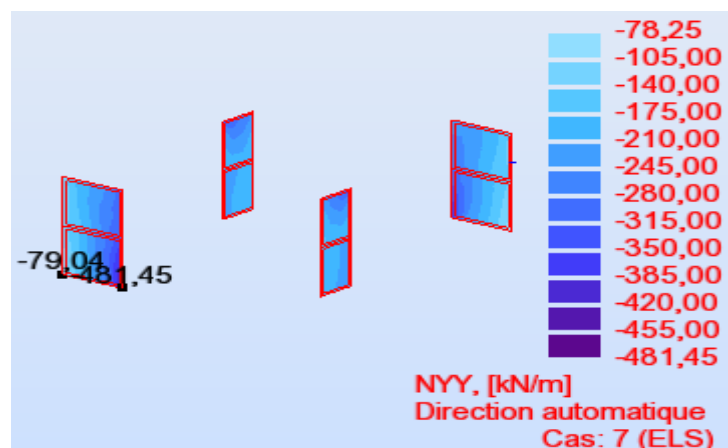


Figure VI-14 : Resultats à L'ELU de l'effort normale N et Moment fléchissant.

❖ Etat limite de service (E.L.S) :



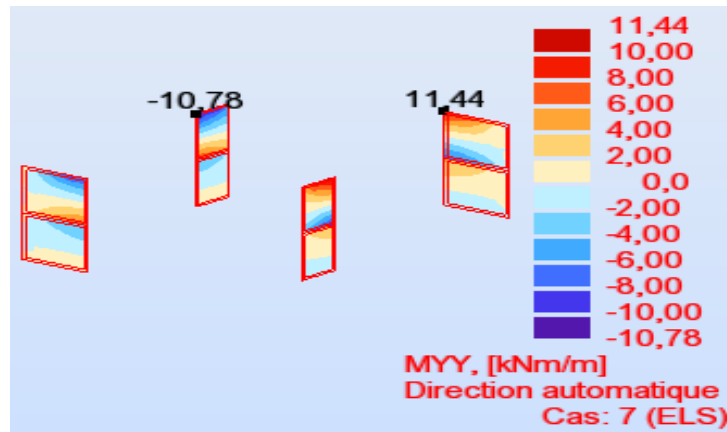


Figure VI-15 : Résultats à L'ELS de l'effort normale N et Moment fléchissant M.

❖ Etat limite accidentelle (E.L.A) :

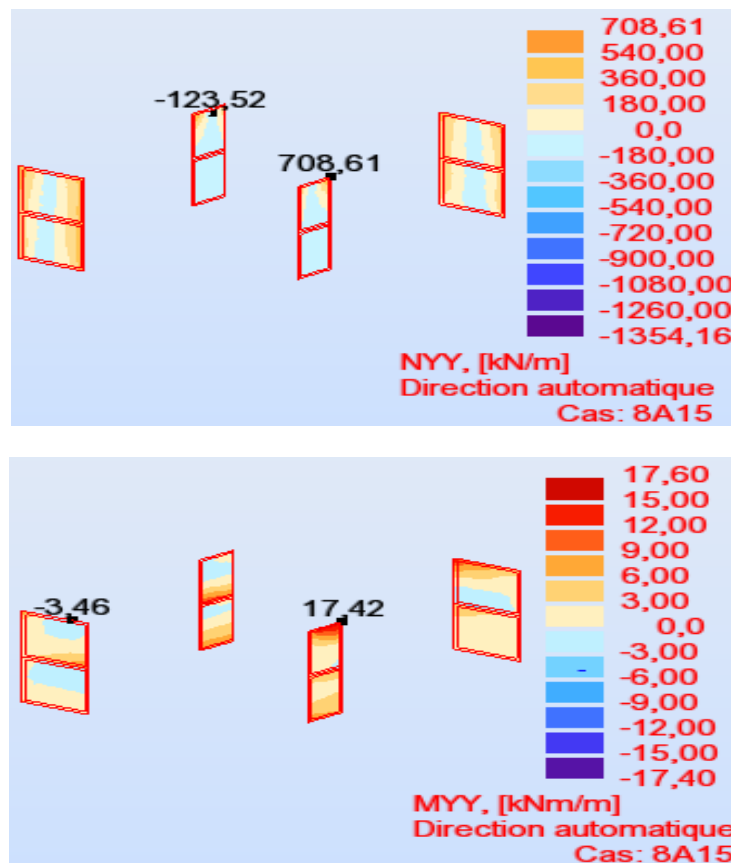


Figure VI-16 : Résultats à L'ELA de l'effort normale N et Moment fléchissant.

<p>ELU:</p> $\begin{cases} M = 15,98 \text{ KN.m} \\ N_{\min} = - 664,74 \text{ KN} \end{cases}$	<p>ELS :</p> $\begin{cases} M = 11,44 \text{ KN.m} \\ N_{\min} = - 481,45 \text{ KN} \end{cases}$	<p>ELA :</p> $\begin{cases} M = 17,60 \text{ KN. m} \\ N_{\min} = -1354,16\text{KN} \end{cases}$
---	--	---

• **Ferraillage des armatures verticales:**

On fait le ferraillage a l'aide de ROBOT EXPERT:

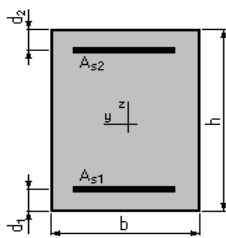
1. **Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul en poutre.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

1. **Section:**



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 20,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 2,5 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 2,5 \quad (\text{cm})$$

3. **Efforts appliqués:**

Cas N^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-664,74	15,98
2.	ELS	-481,45	11,44
3.	ELA	-1354,16	17,60

4. **Résultats:**

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 19,9$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 14,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s, \min} = 2,2$ (cm²)

théorique $\rho = 1,93$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,13$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU **N = -664,74 (KN)** **M = 15,98 (KN.m)**

Coefficient de sécurité: 1,58 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0,2$ (cm)Bras de levier: $Z = 17,4$ (cm)Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,09$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)**Cas N^O 2: Type ELS** **N = -481,45 (KN)** **M = 11,44 (KN.m)**

Coefficient de sécurité: 1,26

Position de l'axe neutre: $y = -39,4$ (cm)Bras de levier: $Z = 17,5$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,0$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 159,5$ (MPa)Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 201,6$ (MPa)**Cas N^O 3: Type ELA** **N = -1354,16 (KN)** **M = 17,60 (KN.m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = -$ infiniBras de levier: $Z = 17,5$ (cm)Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa) $A_{s1} = 19,9$ cm² $A_{s2} = 14$ cm²

➤ **Armatures minimales de RPA 99 :**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0,20\% \ b \ L_t$$

Avec :

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 0,2 \times 4,5 = 18 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal :**

Donc : $A_{SV} = \max (A_s ; A_{RPA}) = 19,9 \text{ cm}^2$.

➤ **Choix des armatures :**

$$20\text{HA}12 \longrightarrow A_s = 22,6 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 5 \text{ cm}$.

VI.3.4. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a) Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 \times T_{cal}}{b_0 \times d}$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

- la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$

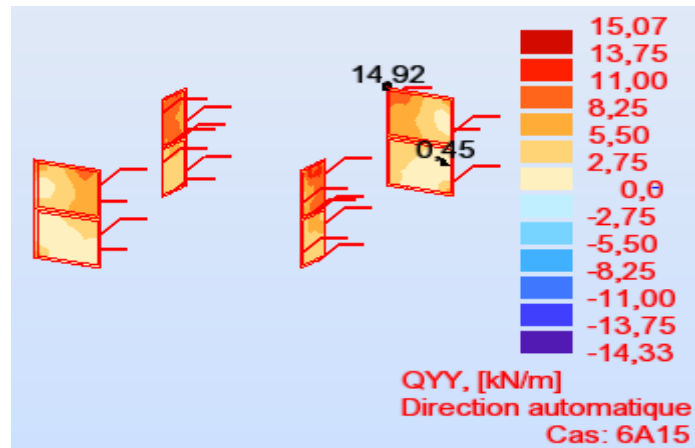


Figure VI-17 : Résultats de l'effort tranchant.

$$\tau_u = \frac{1,4 \times T_{\text{cal}}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 15070}{100 \times 18 \times 10^2} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :

La section A_T des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_T} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 f_e}$$

- $K = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.
- $K = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $K = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N , effort de compression.
- $K = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N , effort de traction.

σ_{tm} , σ_{comp} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $K = 0$.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$\checkmark 0,15\% \text{ de la section du voile considérée si : } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}.$$

$$\checkmark 0,25\% \text{ de la section du voile considérée si : } \tau_b > 0,025 f_{c28}.$$

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_T} \geq \frac{\tau_u}{0,8 f_e}$$

$S_t \leq \min (1,5a ; 30 \text{ cm})$ (Art7.7.4.3 RPA99).

$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

$A_t = 2,48 \text{ cm}^2$

$A_{t \text{ min}} (\text{RPA}) = 0,5\% \times b_0 \times L = 13,5 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 20HA10 \longrightarrow ($A_s = 15,8 \text{ cm}^2$)

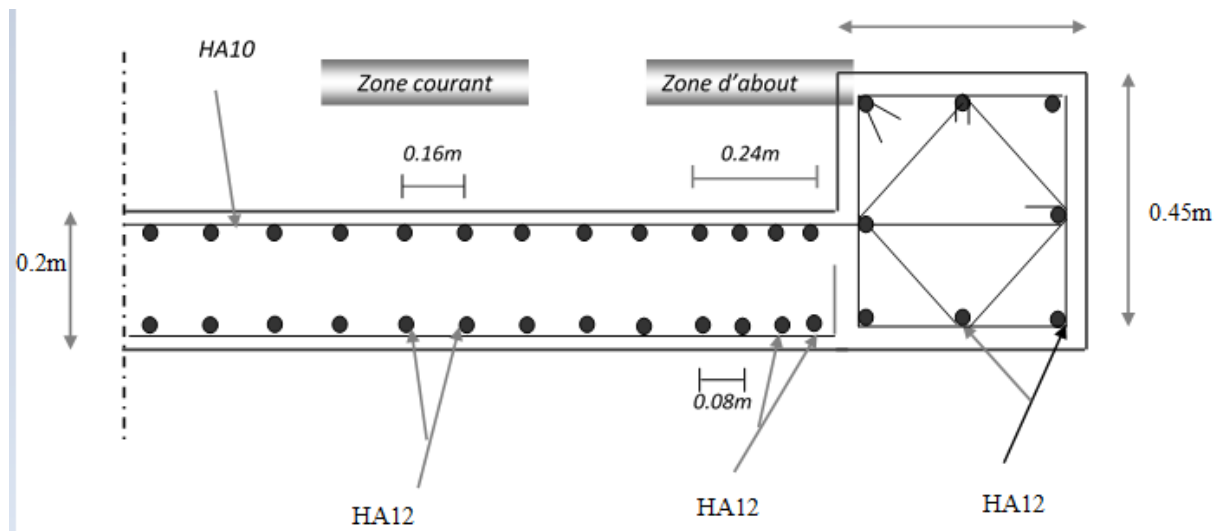


Figure VI-18 : Dessin du ferrailage du voile de contreventement.



Chapitre VIII



*étude de
l'infrastructure*

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1.Introduction :

Les fondations constituent l'infrastructure d'un ouvrage donc, leur rôle est de transmettre les charges de la superstructure au bon sol, à cette raison le calcul de ces éléments ne veut se faire que si on connaît la superstructure et les caractéristiques physiques et mécaniques du sol sur lequel la structure s'appuie.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- le mode de contreventement de la structure (portiques).
- le type de sol (dur, ferme, meuble).
- la profondeur du bon sol.
- **Choix du type des fondations :**
 - Type d'ouvrage construire.
 - La nature et l'homogénéité du bon sol.
- **La capacité portance de terrain de fondation :**
 - La charge totale transmise au sol.
 - La raison économique.
 - La facilité de réalisation.
- **Classification des fondations :**
 - Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général).
 - Les fondations semi-profondes.
 - Fondation profonde (semelle sous pieux).

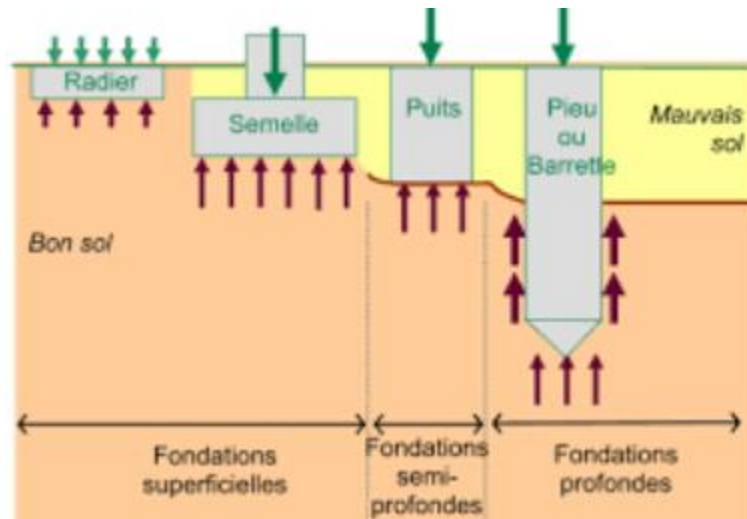


Figure VII-1: Types des fondations superficielles.

VII.2. Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1**) [1], se fait sous les combinaisons suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0,8G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$
- ✓ $G + Q$

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII.3. Vérification de type des semelles :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sols.

$$\frac{N_{\max}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec:


N : effort normale a la semelle considérée.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte du sol = 2,5 bars.

$$N_{max} = -36520,55 \text{ KN}$$

$$S_{semelle} \leq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{36520,55}{2,5} \text{ Donc : } S_{semelle} \leq 146,08 \text{ m}^2$$

A l'aide de logiciel ROBOT. On a la surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 273 \text{ m}^2$

Type de ...	Coons	
Figement ...	Non	
Répartitio...	ndre en compte	
Modèle d...	coque	
Géométrie		
Définition ...		
Surface	273,00	[m2]
Type d'ob...	Contour	
Segments	4	
Caractéristiques		
Epaisseur...	radier	
Matériau	BETON25	
Type de f...	Plancher BA	

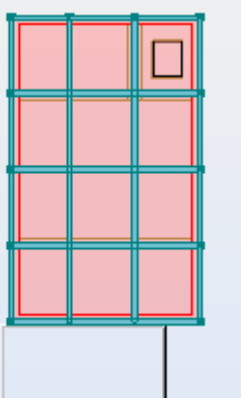


Figure VII-2 : Surface de radier.

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{146,08}{273} = 0,53$$

La surface totale des semelles isolées représente 53% de la surface du bâtiment.

Note : Vu que La surface totale des semelles occupe plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

VII.4.Etude du radier:

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures. Le radier général présent les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ Rapidité d'exécution.

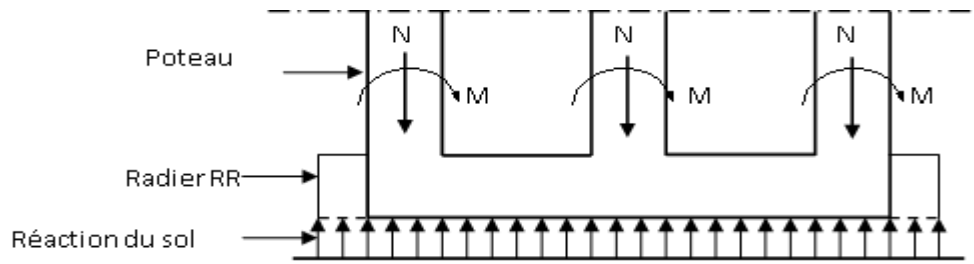


Figure VII-3 : Schéma statique du Radier.

VII.4.1. Pré dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

➤ **Condition de rigidité :**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

- L_e : longueur élastique donnée par $L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$
- E : module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$
- I : inertie du radier $I = \frac{bh^3}{12}$
- K : coefficient de raideur du sol.

Avec:

$K = 50 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

$K = 40 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.

$K = 120 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K = 40 \text{ MPa/m}$ (sol de densité moyenne).

- L_{max} : La longueur maximale entre les poteaux $L_{max} = 5,25 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3,2 \times 10^4)} \left(\frac{2 \times 5,25}{3,14}\right)^4} = 0,90 \dots \dots \dots (1)$$

\Rightarrow On prend $h = 100 \text{ cm}$.

❖ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 65,62 \leq h_r \leq 105 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 100 \text{ cm}$.

❖ **Condition de non cisaillement :**• **D'après le BAEL 91 :**

Pour le panneau le plus défavorable :

On a : $L_x = 4,50 \text{ m}$ et $L_y = 5,25 \text{ m}$

La fissuration est préjudiciable : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

b: Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire ($b=1\text{m}$).

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times 0,9 \times h_r} \quad \text{et } T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4,50}{5,25} = 0,85 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions.}$$

$$\text{Donc : } T_x = q \times \frac{L_x \times L_y}{(2 \times L_y + L_x)} \quad \text{et } T_y = q \times \frac{L_x}{3}$$

q: charge répartie sur la dalle de radier :

$$q = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{36520,55}{273} = 13,77 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 13,77 \times \frac{4,5 \times 5,25}{(2 \times (4,5 + 5,25))} = 162,06 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 162,06 \times \frac{4,5}{3} \rightarrow T_y = 243,10 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{\max} = \max(162,06 ; 243,1) \rightarrow T_{\max} = 243,1 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{b \times 0,9 \times \bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{243,1}{1 \times 0,9 \times 2,5} \rightarrow h_r \geq 108,04 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

D'après les trois conditions suivantes, on prend : **H= 100 cm**

❖ **Vérification de non poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\bullet \quad U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

- P_U : la charge à l'ELU.
- a ; b : dimensions du poteau.
- h : hauteur de la dalle du radier.

Impacte du poteau sur la dalle du radier

Poteaux du centre (0,45m x 0,45m)	
P_U	233,32 t
a	0,45 m
b	0,45 m
h	1 m
U_C	5,8 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	435 t
Contrainte de cisaillement $\tau = P_U / (h \times U)$	40,17 t/m ²
Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_{Max} = 0,045 \times f_{c28} / \gamma_b$	75,00 t/m ²
Vérification	Condition vérifiée

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à **$h_r = 100$ cm**

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

- **Hauteur de la nervure :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{525}{10} = 52,5 \text{ cm} \text{ On prendra } h_n = \mathbf{60 \text{ cm.}}$$

- **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{525}{20} = 26,25 \text{ cm} \text{ On prendra } e = \mathbf{40 \text{ cm.}}$$

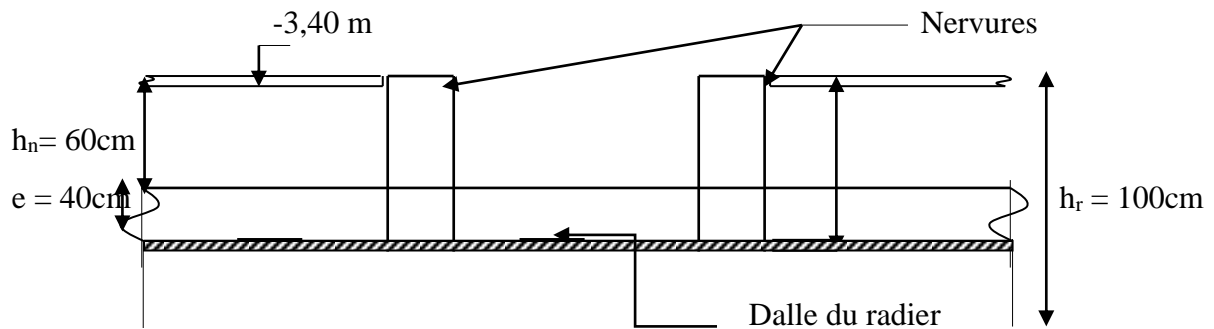


Figure VII-4: Dimension du radier.

➤ Vérification des contraintes dans le sol :

a. Distribution des contraintes à l'ELU :

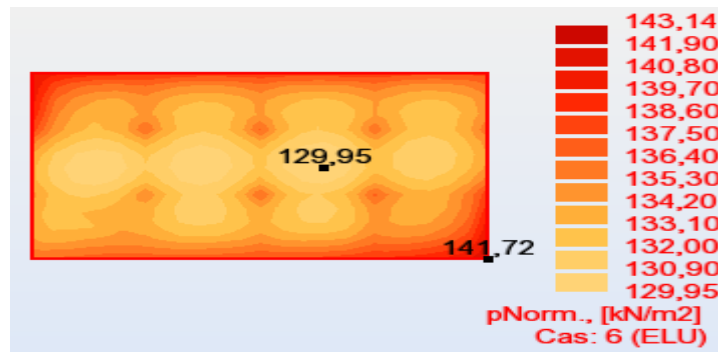


Figure VII-5: Schéma des contraintes de sol à ELU

$$\sigma_{\max} = 1,43 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 1,29 \text{ Bar}$$

Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1,40 \text{ Bar} = 2,5 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Distribution des contraintes à l'ELS :

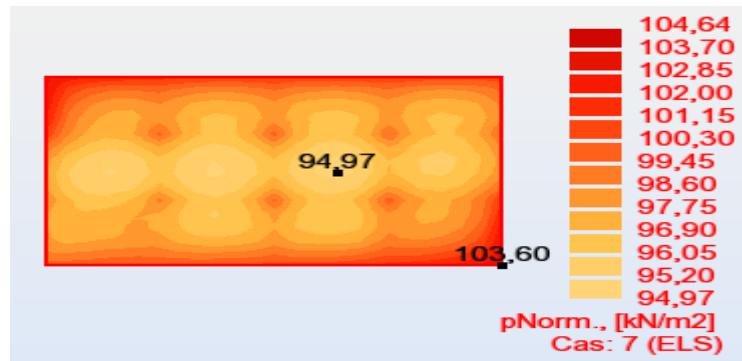


Figure VII-6: Schéma des contraintes de sol à ELS.

$$\sigma_{\max} = 1,04 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 0,94 \text{ Bar}$$

Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1,01 \text{ Bar} < 2,5 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.2. Détermination des sollicitations :

Caractéristiques du radier : $h = 100 \text{ cm}$; $e = 40 \text{ cm}$. Surface du radier : $S = 273 \text{ m}^2$

D'après les résultats de ROBOT, on prend :

Moment AXE xx :

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

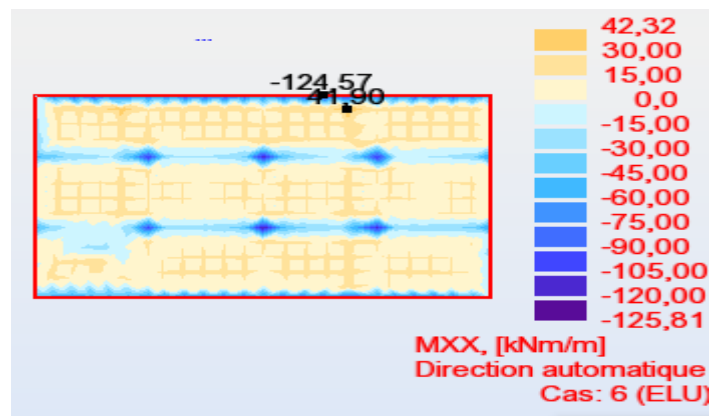


Figure VII-7: Schéma des moments de radier sur axe XX à ELU.

❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

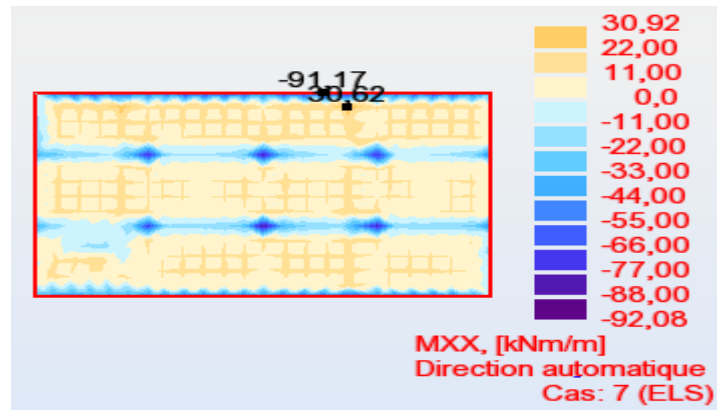


Figure VII-8: Schéma des moments de radier sur axe XX à ELS.

Moment AXE yy :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

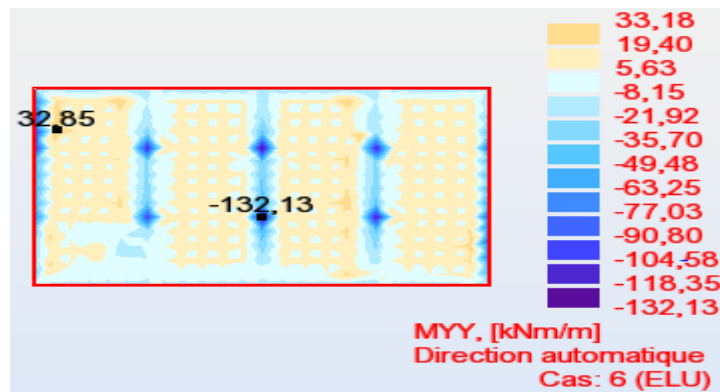


Figure VII-9: Schéma des moments de radier sur axe YY à ELU.

❖ Etat limite de service (E.L.S) :

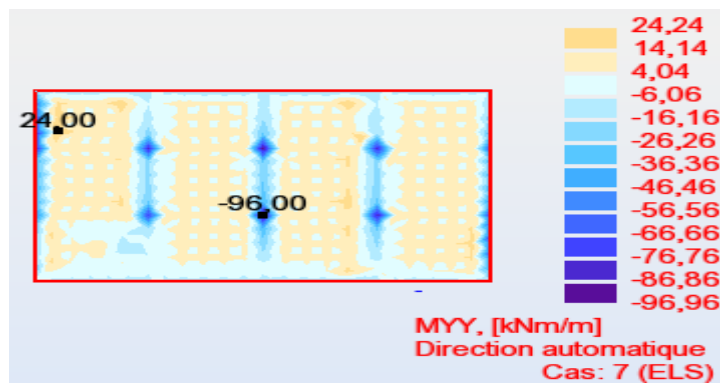


Figure VII-10: schéma des moments de radier sur axe YY à ELS.

✓ Sollicitation du radier d'après robot :

Tableau VII.1 : Les sollicitations du radier.

	$M_{xTRAV}(KN.m)$	$M_{xAPP}(KN.m)$	$M_{yTRAV}(KN.m)$	$M_{yAPP}(KN.m)$
E.L.U	42.32	-125.81	33.18	-132.13
E.L.S	30.92	-92.08	24.24	-96.96

Tableau VII-1 : les différentes sollicitations sur le radier.

VII.4.3.Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

• **Calcul des armatures :**

Sens X-X :

a. En travée :

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_u = 42,32 \text{ KN.m} ; d = 0,9h \Rightarrow d = 0,940 \Rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{42320}{14,17 \times 100 \times 36^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,988$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{42320}{348 \times 0,988 \times 36} = 3,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) = 4,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T14/ml \longrightarrow A = 7,65 \text{ cm}^2/ml$$

- ❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ty}^{ser} = 30,92 \text{ KN.m}$$

- **Calcul (Y₁) :** n = 15

$$(b \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 5,28 \text{ cm.}$$

- **Calcul (I₁) :** n = 15

$$I_1 = b \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 69541,71 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0,044$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 2,34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 2,34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{.C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent.

b. En appuis :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -125,81 \text{ KN.m} ; d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \times 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{125810}{14,17 \times 100 \times 36^2} = 0.068$$

$$\mu = 0.068 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,964$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{125810}{348 \times 0,988 \times 36} = 10,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{ax}^u; A_{\min}) = 10,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T14/m_L + 5T12 \text{ renforcement} \longrightarrow A = 13,3 \text{ cm}^2/m_L$$

- ❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ax}^{ser} = -9,08 \text{ KN.m}$$

- **Calcul (Y₁)** n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 7,62 \text{ cm.}$$

- **Calcul (I₁):** n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 152099,16 \text{ cm}^4$$

$$K = (M^{ser} / I_1) = 0,06$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 4,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 4,61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent.

Sens Y-Y:

a. **En travée :**

- ❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = 33,18 \text{ KN.m} ; d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \times 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{33180}{14,17 \times 100 \times 36^2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,022$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,990$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{33180}{348 \times 0,99 \times 36} = 2,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max (A_{tx}^u; A_{\min}) = 4,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$(5T14/\text{m}_L \longrightarrow A = 7,65 \text{ cm}^2/\text{m}_L)$$

- ❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 24,24 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 5,28 \text{ cm.}$$

- **Calcul (I₁):** n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 69541,71 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{\text{ser}} / I_1) = 0,034$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 1,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 1,84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L .U conviennent.

b. En appuis :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -132,13 \text{ KN.m} ; d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \times 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{132130}{14,17 \times 100 \times 36^2} = 0,071$$

$$\mu = 0,071 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,962$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{132130}{348 \times 0,988 \times 36} = 10,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{ax}^u; A_{\min}) = 10,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T14+5T12/\text{mL} \text{ renforcement} \longrightarrow A = 13,3\text{cm}^2/\text{mL}$$

- ❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ty}^{\text{ser}} = -96,96 \text{ KN.m}$$

- **Calcul (Y₁):** $n = 15$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 7,83 \text{ cm.}$$

- **Calcul (I₁):** $n = 15$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 158692,17 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{\text{ser}} / I_1) = 0,061$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 4,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 4,78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E.L.U conviennent

VII.4.4.Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}; 3MPa) = 3MPa$

Sens XX :

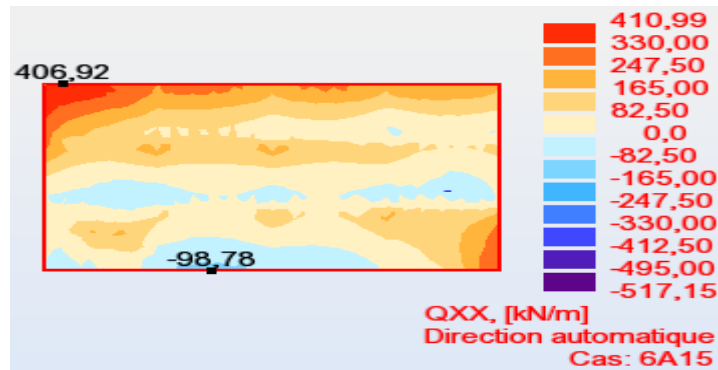


Figure VII-11: Schéma de l'effort tranchant de radier sur axe XX à ELS.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$T_{u_{max}} = 517,15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{517,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 1,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Sens YY :

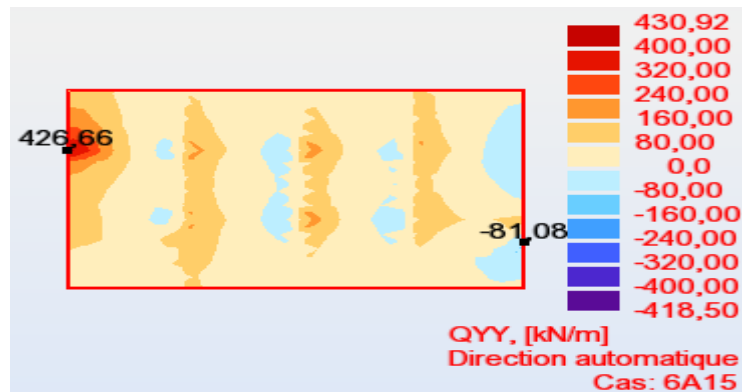


Figure VII-12: Schéma de l'effort tranchant de radier sur axe YY à ELS.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$T_{u_{max}} = 430,92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{430,92 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 1,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

VII.5. Calcul les poutres de libage (nervure) :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles est supporté une charge sous forme trapèze pour Ly (la grande portée) et triangle pour Lx (la petite portée).

➤ Poutres :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

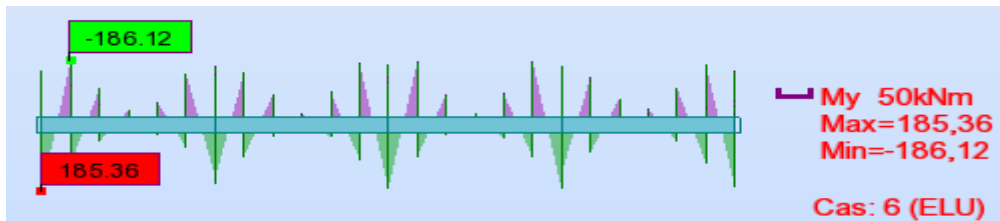


Figure VII-13: Schéma des moments sur les nervures à ELU.

❖ Etat limite de service (E.L.S) :

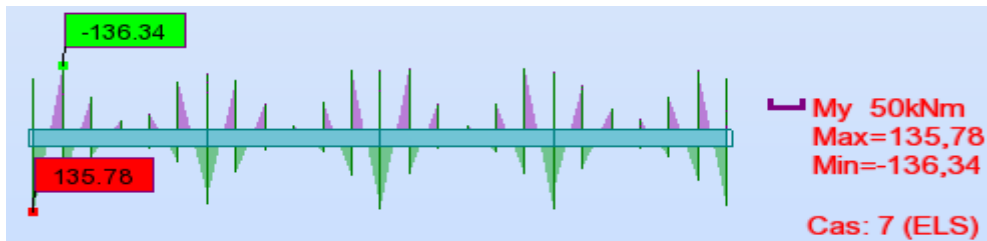


Figure VII-14: Schéma des moments sur les nervures à ELS.

Poutres principales :

En travées :

$$\begin{cases} M_u^t = 185,36 \text{ KN.m} \\ M_s^t = 135,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$\begin{cases} M_u^a = -186,12 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -136,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VII.5.1. Ferrailage des poutres :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

a. En travée :

$$M_u^t = 185,36 \text{ KN.m} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} \quad d = 0,9.h = 54 \text{ cm}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{185360}{14,17 \times 30 \times 54^2} = 0,149$$

$$\mu = 0,149 < \mu_l = 0,372 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,203$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,918$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{185320}{348 \times 0,918 \times 54} = 10,74 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 0,9 \times 60 \times \frac{2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t^u; A_{\min}) = 10,74 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T14/m_L \longrightarrow A = 12,24 \text{ cm}^2/m_L$$

b. En appui :

$$M_u^a = 186,12 \text{ KN. m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{186120}{14,17 \times 30 \times 54^2} = 0,150$$

$$\mu = 0,150 < \mu_l = 0,372 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,204$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,918$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{186120}{348 \times 0,918 \times 54} = 10,79 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 54 \times \frac{2,1}{400} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_a^u; A_{\min}) = 10,79 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T14/\text{m}_L \longrightarrow A = 12,24 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- c. **En travée (ELS) :**

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 135,78 \text{ KN.m}$$

- **Calcul (Y₁) :** n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 15,19 \text{ cm.}$$

- **Calcul (I₁) :** n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 320063,36 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{\text{ser}} / I_1) = 0,042$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 6,44 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

- d. **En appui (ELS) :**

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 136,34 \text{ KN.m}$$

- **Calcul (Y₁) :** n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 15,22 \text{ cm.}$$

- **Calcul (I₁) :** n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 321191,8 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{\text{ser}} / I_1) = 0,042$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow 6,46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C. V$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

VII.5.2.Vérification au cisaillement :

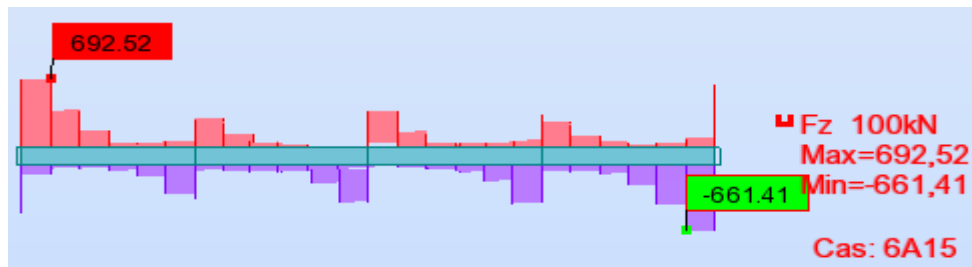


Figure VII-15: Schéma des efforts tranchants sur les nervures à ELU.

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c_{28}}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_{u_{\max}} = 692,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{692,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54} = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots CV$$

Conclusion :

D'après les recommandations données par le rapport géotechnique la fondation optée pour notre structure est de type superficielle (radier général nervuré).

Après avoir vérifié les conditions on a opté un radier nervuré.

La dalle est placée en zone comprimée renforcée par les poutres, qui de ce fait, sont en forme de (T) renversé ce qui donne une grande rigidité au radier.

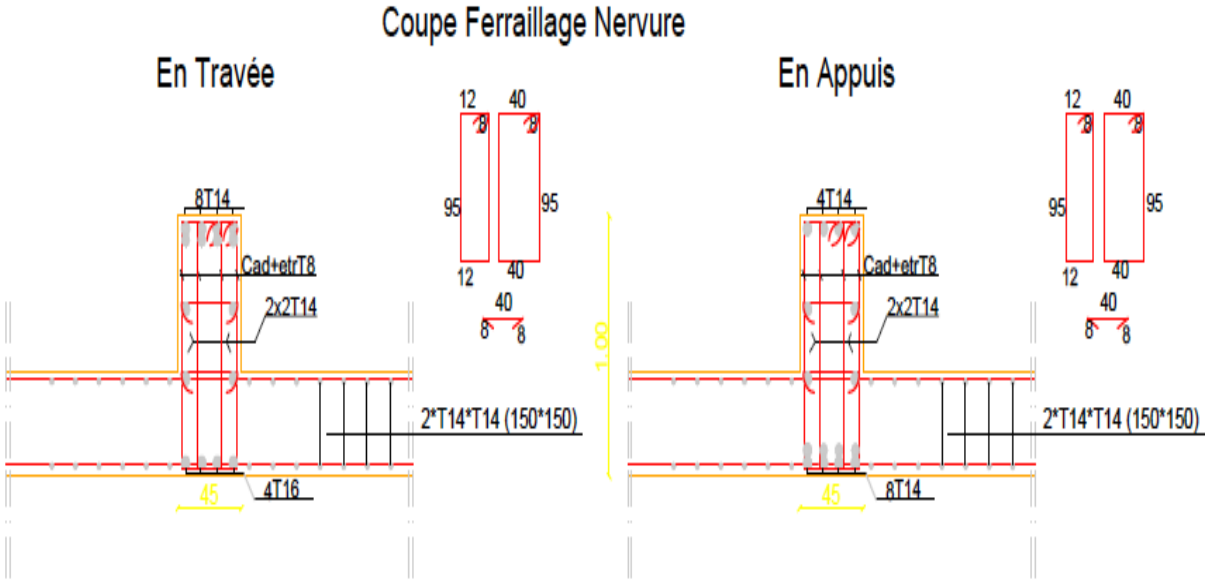


Figure VII-16: Schéma ferrailage de fondation.

CONCLUSION

CONCLUSION

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul ROBOTS et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La Bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
- Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.
- D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

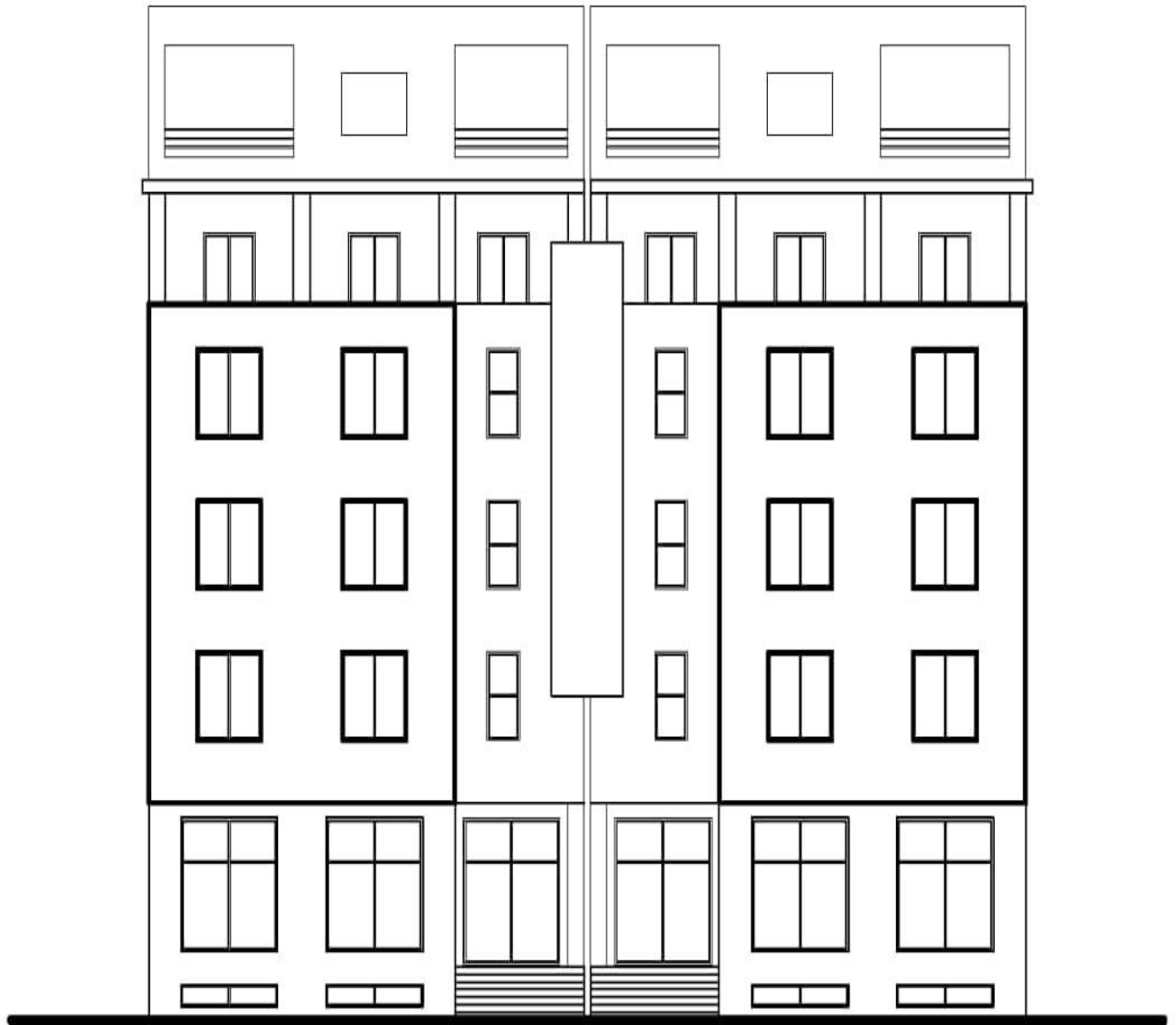
Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

ANNEXES

ANNEXE I

Plans Architecture

FACADE PRINCIPALE





PLAN DU 5ème Etage

ANNEXE II

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE III

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉES

ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

BIBLIOGRAPHIE

1. RPA-99, 2003. Règles Parasismiques Algériennes (1999). Document technique réglementaire DTR-BC 248 - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger.
2. Document Technique Réglementaire (D.T.R. BC 2.2). Charges permanentes et charges d'exploitation.
3. Règlement Neige et Vent RNV (1999). DTR-C-2-4.7.
4. BAEL et CBA93 : Calcul de Béton Armé
5. Cour et TD des années de spécialité.
6. Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.