

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence : 2019/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع 2020/2019

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

**Conception et modélisation d'un bâtiment à usage
d'habitation en R+10 + sous-sol implanté à Sétif**

Nom et Prénom de l'étudiant :
BOUTA Dia Eddine

Encadreur : FEMMAM Abla

Année universitaire : 2019 - 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Je remercie avant tout le Dieu de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elle a faits pour que je termine mes études.

Au terme de mon travail, je tien à remercier très sincèrement mon encadreur **Madame Femmam Abla** pour tous les conseils, supports et l'aide qui m'a apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais impartis.

Je remercie également le président et les membres du Jury qui m'ont fait l'honneur d'accepter de juger mon mémoire.

Enfin, mes remerciements à tous mes amis, mes collègues qui m'ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

Mes frères et ma chère sœur,

Toute ma famille sans exceptions,

A Tous mes amis,

Un remerciement spécial pour les gents qui m'a aidé,

A mon encadreur qui m'a orienté et aidé chaque fois sans hésitation,

Mme.Dr. Femmam Abla

A Tous mes collègues et tous les étudiants du Master 2 génie civil

A toute la Promotion 2020.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+10+SS), implanté à la wilaya de Sétif. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003, B.A.E.L91 modifié 99 et DTR Neige et Vent 99) cette étude est composée de sept chapitres. Dans ce travail on a d'abord donné la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. L'étude dynamique de la structure est effectuée en utilisant un logiciel en élément finis (Robot2019). et enfin on a abordé le calcul des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, radier général) et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher). On terminera le travaille avec une conclusion générale

المخلص :

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية موجهة للاستعمال السكني متكونة من عشر طوابق + طابق ارضي +قبو والتي تم إنشاؤها في مدينة سطيف المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل (IIa) حسب النظام الجزائري (RPA99V2003). باستعمال القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (99 Vent et Neige DTR, 83BAEL, 91BAEL, 2003 V 99 PA) قسمت هذه الدراسة إلى سبعة فصول.

في هذا العمل قدمنا أولا وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة ، بعدها قمنا بحساب أبعاد عناصر البناية بالإضافة إلى عملية إنزال الحمولات المطبقة على البناية. كما تطرقنا إلى دراسة زلزالية باستعمال برنامج يستعمل العناصر المنتهية (Robot 2019). واخيرا قمنا بحساب العناصر والثانوية الأساسية للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات) والثانوية (الرفيدات, السلالم, الجدار الواقي, الشرفة والبلاطات). ونهني العمل بخاتمة عامة.

SOMMAIRE

Remerciement	
Dédicace	
Résumé.....	I
Sommaire.....	II
Liste des figures.....	III
Liste des tableaux.....	IV
Tableau de symbole.....	V
Introduction générale	01

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	03
I.1.1. Introduction	03
I.1.2. Présentation du l'ouvrage	03
I.1.3. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	03
I.1.4. Rapport de sol.....	04
I.2. Règlements et normes utilisées	04
I.3. Les caractéristiques des matériaux.....	04
I.4. Conception de la structure	04
I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux	006
I.5.1. Béton.....	06
I.5.2. Acier.....	09
I.6. Actions et sollicitations	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1. Pré dimensionnement des éléments de la structure	14
II.1. Introduction.....	14
II.1.2. Pré dimensionnement des éléments porteurs	14
II.1.2.1. Les poutres.....	14
II.1.2.2. Planchers.....	15

II.1.2.3. l'acrotère	17
II.1.2.4. Poteaux	18
II.1.2.5. Les voiles	19
II.1.2.6. Balcon	19
II.1.2.7. Les escaliers	20
II.2. Evaluation et des charges	22
II.2.1. Introduction	22
II.2.2. Détermination des charges appliquées	23
II.2.2.1. Plancher terrasse.....	23
II.2.2.2. Plancher étage courant	24
II.2.2.3. Murs extérieurs en maçonnerie	25
II.2.2.4. Balcons	26
II.2.2.5. Les escaliers	27
II.2.2.7. Les voiles	28
II.3. La descente de charge des éléments	28
II.3.1. Le Rôle de descente des charges.....	28
II.3.2. Loi de dégression	29
II.3.3. Descente de charge du poteau central : (3-d).....	29
II.3.4. Descente de charge du poteau de rive	33
II.3.5. Vérification des conditions du RPA 99/version 2003	38
II.3.5.1. Vérification de l'effort normal	38
II.3.5.2. Vérification de la section de poteau : C.B.A.93 (B.8.4.1)	38
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Introduction	41
III.2. L'acrotère	41
III.2.1. Calcul du ferrailage	43
III.2.2. Vérification de l'effort tranchant	46
III.2.3. Présentation du ferrailage	47
III.3. Les escaliers	48
III.3.1. Introduction	48
III .3.2. Calcul du ferrailage	50
III.3.3. Vérification de l'effort tranchant	53
III .3.4. Vérification de la flèche	54

III.3.5. Evaluation des flèches	54
III.3.6. Calcul des moments fléchissant a E.L.S	55
III.3.7. Ferrailage de l'escalier.....	58
III.4. Balcon.....	58
III.4.1. Calcul du ferrailage	62
III.4.2. Vérification de l'effort tranchant:	64
III.4.3. Calcul Ferrailage étage courant	66
III.4.4. Vérification de l'effort tranchant.....	68
III.5. Poutre palière.....	72
III.5.1. Introduction	72
III.5.2. Calcul Ferrailage.....	72
III.5.3. Vérification à ELS.....	73
III.5.4. vérification de l'effort tranchant	74
III.5.5. Vérification de la flèche	75
III.5.6. Calcul de la poutre palière a la torsion	76
III.5.7. Choix de ferrailage	76
III.5.8. Schéma de ferrailage poutre palier	76
III.6. Etudes des planchers.....	77
III.6.1. Introduction.....	77
III.6.2. Calcul des poutrelles.....	77
III.6.3. Les combinaisons d'action.....	79
III.6.4. Détermination des sollicitations	80
III.6.5. Calcul du ferrailage de plancher.....	86
III.6.6. Vérification de l'effort tranchant	89
III.6.7. Vérification de la flèche.....	91
III.6.8. Ferrailage des plancher	91

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1. Introduction	92
IV.2. Choix de la méthode de calcul	92
IV.2.1. Méthode statique équivalente	92
IV.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale	92
IV.2.3. Description du logiciel Robot.....	93
IV.2.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version.....	93
IV.2.5. Spectre de réponse de calcul	93

IV.3. Estimation de la période fondamentale de la structure	95
IV.4. Analyse de la structure	96
IV.4.1. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires	96
IV.4.2. Calcul des actions sismiques selon Méthode Statique Equivalente	102
IV.4.3. Distribution des résultantes des forces sismique	105
IV.4.4. Vérification les déplacements.....	107
IV.4.5. Justification de l'effort P- Δ	109
IV.4.6. Vérification au Renversement.....	114
IV.4.7. caractéristique géométrique et massique.....	112

Chapitre V: Etude de Vent

V.1. Introduction.....	117
V.2. Application de RNV 99 :.....	117
V.2.1. Choix du sens du vent.....	118
V.2.2. Coefficient dynamique Cd.....	118
V.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe (sens x-x V1).....	119
V.2.4. Evaluation de la pression intérieure Cpi (sens x-x V1)	121
V.2.5. Evaluation de la pression due vent (q) (sens x-x V1)	121
V.2.6. Calcul Force de frottement (sens x-x V1).....	126
V.2.7. Détermination de la force résultante R (sens x-x V1).....	126
V.2.8. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe (sens y-y V2).....	129
V.2.9. Evaluation de la pression intérieure (Cpi) (sens y-y V2).....	130
V.2.10. Evaluation de la pression due vent (q) (sens y-y V2).....	130
V.2.11. Calcul Force de frottement (sens y-y V2).....	134
V.2.12. Détermination de la force résultante R (sens y-y V2)	134
V.3. Conclusion.....	136

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

VI.1. Introduction	138
VI.2. Combinaisons des charges.....	138
VI.3. Ferrailage des poteaux	139
VI.3.1. Introduction	139
VI.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003	139
VI.3.3. Calcul de ferrailage.....	141
VI.3.4. Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée.....	141

VI.3.5. Vérification des sections.....	145
VI.3.6. Vérification à L'ELS	146
VI.3.7. Vérification l'effort tranchant	147
VI.3.8. Vérification des armatures minimales.....	149
VI.3.9. Schéma Ferrailage du poteau	149
VI.4. Ferrailage des poutres	150
VI.4.1. Introduction	150
VI.4.2. Combinaisons d'actions	150
VI.4.3. Recommandations du RPA 99/version 2003	150
VI.4.4. Les diagrammes des moments	151
VI.4.5. Étapes de calcul des armatures longitudinales	153
VI.4.6. Calcul les armatures des poutres	155
VI.4.7. Vérification de la flèche	156
VI.4.8. Vérification de La contrainte de cisaillement	157
VI.4.9. Calcul Les Armatures Transversales	158
VI.4.10. Schéma Ferrailage des poutres.....	160
VI.5. Ferrailage des voiles	161
VI.5.1. Introduction	161
VI.5.2. Types d'armatures.....	161
VI.5.2.1. Aciers verticaux	161
VI.5.2.2. Aciers horizontaux	161
VI.5.3. Calcul la section d'armature.....	162
VI.5.4. Vérification des contraintes de cisaillement.....	168
VI.5.5. Armatures horizontales	168
VI.5.6. Vérification de contrainte de compression	169
VI.5.7. Schéma du Ferrailage du voile	169

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction.....	171
VII.2. Différents types de fondations.....	171
VII.2.1. Choix de type de fondation.....	171
VII.2.2. Combinaison d'action.....	171
VII.3. Calcul des fondations.....	172

VII.4. Radier général.....	173
VII.5. Ferrailage du radier.....	179
VII.6. Etude du débord du radier.....	183
VII.7. Les sollicitations sur les nervures	184
VII.8. Calcul du ferrailage des nervures.....	189
VII.9. Schéma du ferrailage	192
VII.10.Etude du voile périphérique.....	193
VII.10.1. Dimensionnement des voiles	193
VII.10.2.Caractéristiques du sol	193
VII.10.3. Evaluation des charges et surcharges	193
VII.10.4. Ferrailage du voile	194
VII.10.5. Espacements	195
VII.10.6. Calcul de l'effort tranchant	196
VII.10.7.Vérification de l'effort tranchant	197
VII .10.8 . Vérification des contraintes	197
VII .10.9 . Schéma de ferrailage voile périphérique.....	197
Conclusion Générale.....	198

LISTE DES FIGURES

Figure. I.1. Diagramme des contraintes déformations à L'ELU.....	08
Figure. I.2. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.	09
Figure. II.1. Poutre principale.....	14
Figure. II.2. Poutre secondaire.....	15
Figure. II.3. Coupe transversal d'un plancher Corps creux.....	17
Figure. II.4. Schéma de l'acrotère.....	17
Figure. II.5. Poteau.....	18
Figure. II.6. Schéma dès escaliers.....	20
Figure. II.7. Schéma statique d'escalier.....	22
Figure. II.8. Composant d'un Plancher terrasse.....	23
Figure. II.9. Composant d'un plancher étage.....	24
Figure. II.10. Composant d'un mur extérieur.....	25
Figure. II.11. Composant d'un palier.....	27
Figure. II.12. Composant d'une paillasse.....	27
Figure. I.13. Surface afférente poteau.....	29
Figure. II.14. Désignations des niveaux du poteau centre.....	30
Figure. II.15. Surface afférente poteau (F-8).....	33
Figure. II.16. Désignations des niveaux du poteau rive.....	34
Figure.III.1. Vue en plan d'un acrotère.....	41
Figure.iii.2. Section a ferrailer.....	43
Figure.iii.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	47
Figure.iii.4. Schéma statique d'escalier.....	48
Figure.iii.5. Schéma de charges équivalentes.....	49
Figure.III.6. Diagramme des moments et l'effort tranchant de l'escalier.....	50
Figure.III.7. Section à ferrailer.....	50
Figure.III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	58
Figure.III.9. Types des balcons.....	58
Figure.III.10. Schéma de ferrailage du balcon terrasse.....	70
Figure.III.11. Schéma de ferrailage du balcon de l'étage courant.....	70

Figure.III.12. Schéma statique de la poutre de palière.....	72
Figure.III.13. Poutre de palière.....	72
Figure.III.14. Ferrailage de la poutre palière.....	76
Figure.III.15. Diagramme de M et T à ELU (plancher terrasse, type 1).....	83
Figure.III.16. Diagramme de M et T à ELS (plancher terrasse, type 1).....	83
Figure.III.17. Type de poutrelle 2.....	83
Figure.III.18. Diagramme de M et T à ELU (plancher terrasse, type 2).....	84
Figure.III.19. Diagramme de M et T à ELS (plancher terrasse, type 2).....	84
Figure.III.20. Diagramme de M et T à ELU (plancher étage courant, type 1)....	86
Figure.III.21. Diagramme de M et T à ELS (plancher étage courant, type 1).....	86
Figure.III.22. Ferrailage des plancher étagé courant et terrassé.....	92
Figure. IV.1. Vue en plan et en élévation de la 1 ^{ère} variante.....	96
Figure. IV.2. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan T=0.91 S.....	98
Figure. IV.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan T=0.87S.....	98
Figure. IV.4. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan T=0. 68	98
Figure. IV.5. Deuxième variante disposition final des voiles.....	99
Figure. IV.6. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T1=0.87s).....	100
Figure. IV.7. Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T2=0.74s°	100
Figure. IV.8. Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T2=0.74s).....	101
Figure. IV.9. Distribution des forces sismique par niveaux sens X.....	107
Figure. IV.10. Distribution des forces sismique par niveaux sens Y.....	107
Figure .V.1. Action du vent.....	118
Figure .V.2. Légende pour les parois verticales.....	120
Figure .V.3. Valeur Cp sur les parois verticales.....	120
Figure. V.4. Légende pour les toitures plates.....	121
Figure. V.5. Valeur Cp sur les parois verticales.....	129
Figure.VI.1. Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée.....	141
Figure.VI.2. Section de poteau.....	147
Figure.VI.3. Coupe de ferrailage du poteau 50×55.....	149
Figure.VI.4. Les diagrammes des moments des poutres principales en travée et appui.....	151
Figure.VI.5. Les diagrammes des moments des poutres secondaires en travée et appui...	152
Figure.VI.6. Diagramme l'effort tranchant poutre principale.....	157
Figure.VI.7. Diagramme l'effort tranchant poutre secondaire.....	157

Figure.VI.8. Ferrailage du Poutre principale.....	160
Figure.VI.9. Ferrailage du Poutre secondaire.....	160
Figure.VI.10. Schéma de ferrailage des voiles.	169
Figure.VII.1. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	173
Figure.VII. 2. Diagramme des moments fléchissant sens X ELU.....	185
Figure.VII.3. Diagramme des efforts tranchant sens X ELU.....	185
Figure.VII.4. Diagramme des moments fléchissant sens X ELS.....	186
Figure.VII.5. Diagramme des efforts tranchant sens X ELS.....	186
Figure.VII.6. Diagramme des moments fléchissant sens Y ELU.....	186
Figure.VII.7. Diagramme des efforts tranchant sens Y ELU.....	187
Figure.VII.8. Diagramme des moments fléchissant sens Y ELS.....	187
Figure.VII.9. Diagramme des efforts tranchant sens Y ELS.....	187
Figure.VII.10. Ferrailage de la nervure.	192
Figure.VII.11. Schéma du ferrailage de radier sens X-Y.....	192
Figure.VII.12. Le diagramme des contraintes est trapézoïdal.....	194
Figure.VII.13. Ferrailage du voile périphérique.....	197

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I.1. Géométrie de l'ouvrage.....	03
Tableau. I.2. Données de site.....	04
Tableau. I.3. Règlements et normes utilisées.....	04
Tableau. I.4. Les caractéristiques des matériaux.....	04
Tableau. I.5. Fe en fonction du type d'acier.....	09
Tableau. II.1. Les sections des poutres sont résumées.....	15
Tableau. II.2. Charge due aux planchers terrasse.....	23
Tableau. II.3. Charge due aux planchers étage.....	24
Tableau. II.4. Charge permanente d'un mur extérieur.....	25
Tableau. II.5. Charge permanente d'un balcon terrasse.....	26
Tableau. II.6. Charge permanente d'un balcon étage.....	26
Tableau. II.7. Charge permanente et d'exploitation d'un palier.....	27
Tableau. II.8. Charge permanente et d'exploitation d'un (paillasse)	28
Tableau. II.9. Charge permanente d'un voile.....	28
Tableau. II.10. La charge Permanente du poteau.....	30
Tableau. II.11. Descente des charges du poteau centre.....	33
Tableau. II.12. La charge Permanente du poteau (rive)	35
Tableau. II.13. Descente des charges du poteau de rive.....	37
Tableau.III.1. Résulta ferrailage de l'acrotère ELU.....	45
Tableau.III.2. Calcul des combinaisons.....	48
Tableau.III.3. Les résultats des moments et l'effort tranchant de l'escalier	50
Tableau.III.4. Les armatures longitudinales à E.L.U.....	51
Tableau.III.5. Les sections d'armatures longitudinales de l'escalier.....	52
Tableau.III.6. Les Armatures de répartition.....	53
Tableau.III.7. Les charges sur le balcon	59
Tableau.III.8. Combinaison des charges du balcon.....	59
Tableau.III.9. Les Moments du balcon de terrasse à ELU.....	61
Tableau.III.10. Les Moments du balcon de terrasse à ELS.....	61
Tableau.III.11. Les Moments du balcon de l'étage courant à ELU.....	61

Tableau.III.12. Les Moments du balcon de l'étage courant à ELS.....	61
Tableau.III.13. Ferraillage du balcon terrasse à l'E LU : sens y.....	64
Tableau.III.14. Ferraillage du balcon terrasse à l'E LU : sens x.....	64
Tableau.III.15. La vérification de la contrainte σ_s et σ_b	65
Tableau.III.16. Ferraillage du balcon de l'étage courant à l'E LU : sens x	67
Tableau.III.17. Ferraillage du balcon de l'étage courant à l'E LU : sens-y.....	68
Tableau.III.18. La vérification de la contrainte σ_s et σ_b	69
Tableau.III.19. Choix de ferraillage poutre palière.	76
Tableau.III.20. Récapitulatif de M et T à E.L.U (plancher terrasse, type1)	81
Tableau.III.21. Récapitulatif de M et T à E.L.S (plancher terrasse, type1).....	82
Tableau.III.22. Récapitulatif de M et T à E.L.U (plancher terrasse, type2).....	83
Tableau.III.23. Récapitulatif de M et T à E.L.S (plancher terrasse, typ2).....	84
Tableau.III.24. Récapitulatif de M et T à E.L.U (plancher étage courant, type1).....	85
Tableau.III.25. Récapitulatif de M et T à E.L.S (plancher terrasse, type1).....	85
Tableau.III.26. Récapitulatif pour Le moment maximal sur travées et appuis.....	87
Tableau.III.27. Récapitulatif pour Les tranchants maximaux.....	87
Tableau.III.28. Les chois des sections d'armateur de plancher étage courant et terrassé.	88
Tableau. IV.1. Coefficient d'accélération de zone A	94
Tableau. IV.2. Valeurs de ξ (%).....	94
Tableau. IV.3. Valeurs des pénalités P_q	95
Tableau. IV.4. Périodes et facteurs de participation massique du modèle.	97
Tableau. IV.5. Périodes et facteurs de participation massique du modèle.	99
Tableau. IV.6. Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles	101
Tableau. IV.7. Période	103
Tableau. IV.8. Le poids total de la structure	104
Tableau. IV.9. Les résultats des forces sismiques	104
Tableau. IV.10. Distribution de la résultante des forces sismique sens x	106
Tableau. IV.11. Distribution de la résultante des forces sismique sens y	106
Tableau. IV.12. Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY)...	108
Tableau. IV.13. Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (X)....	109
Tableau. IV.14. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal Y-Y.....	110
Tableau. IV.15. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal X-X.....	110
Tableau. IV.16. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)	111

Tableau. IV.17. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(Y)	112
Tableau. IV.18. Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	114
Tableau. IV.19. L'excentricité Accidentelle des Etages.....	115
Tableau. V.1. Valeur de la pression dynamique de référence.....	117
Tableau. V.2. Catégorie terrain.....	117
Tableau. V.3. Coefficients de topographie.....	117
Tableau. V.4. Pression dynamique Qdyn sens-x.....	119
Tableau. V.5. Valeurs des Cpe sur la paroi plate.	120
Tableau. V.6. Valeurs des Cpe sur la toiture plate.....	121
Tableau. V.7. La pression due au vent (q) du Parois vertical Cpi=0.8.....	123
Tableau. V.8. La pression due au vent (q) de la toiture Cpi=0.8.....	123
Tableau. V.9. La pression due au vent (q) de la paroi vertical Cpi=-0.5.....	125
Tableau. V.10. La pression due au vent (q) de la toiture Cpi=0.5.....	126
Tableau. V.11. Valeurs des forces de frottement Cpi = 0.8.....	127
Tableau. V.12. Valeurs des forces de frottement Cpi = -0.5.....	128
Tableau. V.13. Pression dynamique qdyn y-y.....	129
Tableau. V.14. Valeurs des Cpe sur paroi plate.....	129
Tableau. V.15. Valeurs des Cpe sur la toiture plate.....	130
Tableau. V.16. La pression due au vent (q) de la paroi verticale Cpi=0.8.....	131
Tableau. V.17. La pression due au vent (q) de la toiture Cpi=0.8.....	132
Tableau. V.18. La pression due au vent (q) de la paroi vertical Cpi=-0.5.....	133
Tableau. V.19. La pression due au vent (q) de la toiture Cpi=-0.5.....	133
Tableau. V.20. Valeurs du forces de frottement Cpi = 0.8.....	135
Tableau. V.21. Valeurs des forces de frottement Cpi = -0.5.....	136
Tableau. VI.1. Caractéristique mécanique des matériaux.....	139
Tableau. VI.2. Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	141
Tableau. VI.3. Récapitulatif des résultats.de poteau.....	146
Tableau. VI.4. Résumé les efforts tranchants de poteau.....	147
Tableau. VI.5. Résumé les résultats finals de section de poteau.....	149
Tableau. VI.6. Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	153
Tableau. VI.7. Récapitulatif de ferrailage poutre principale et secondaire en travée.....	156
Tableau. VI.8. Récapitulatif de ferrailage poutre principale et secondaire sur appuis.....	156
Tableau. VI.9. Les résultats des ferrillages des poutres.....	160

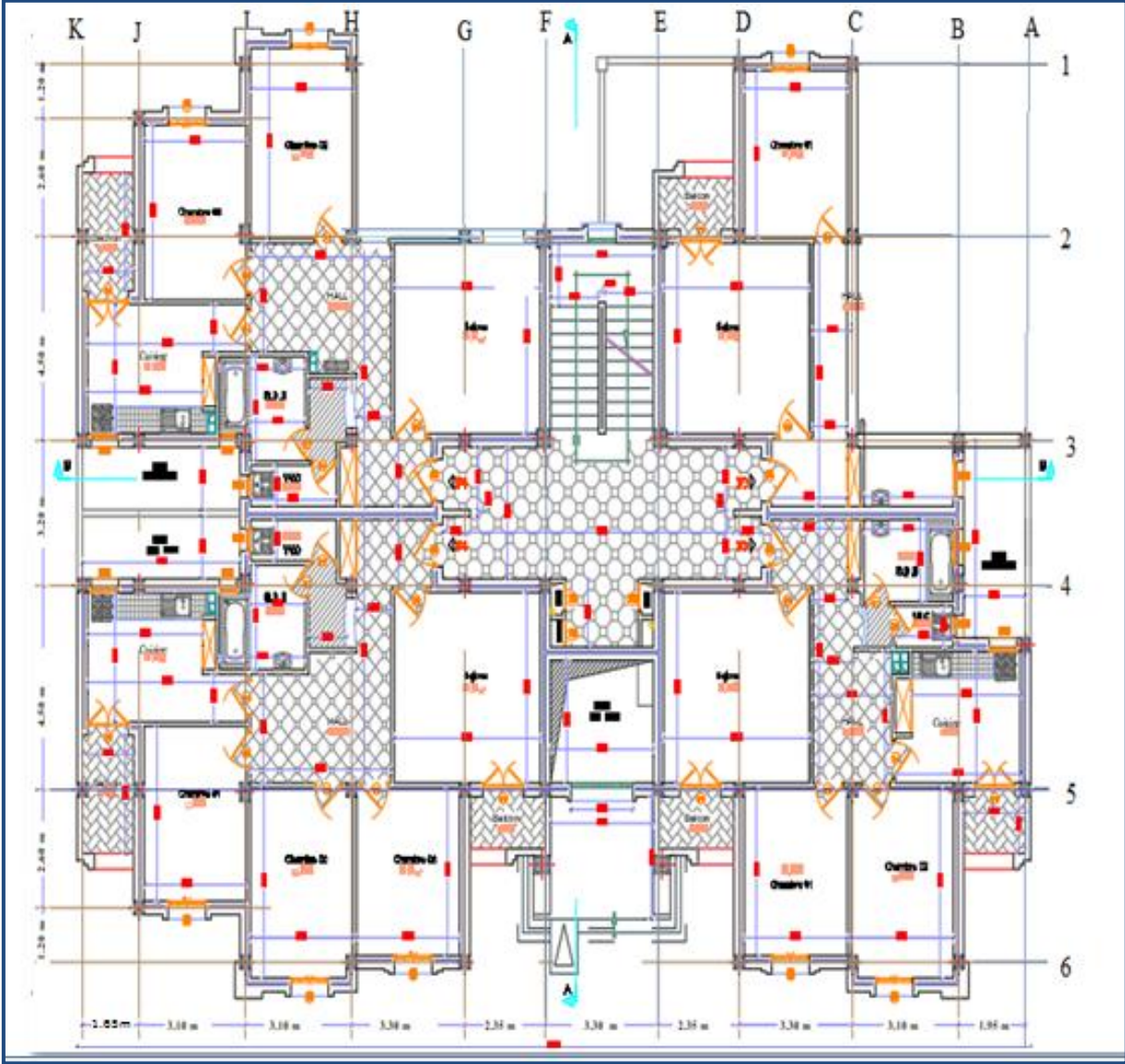
Tableau.VI.10. Les résultats des efforts et moments voile.....	165
Tableau.VI.11. Résumé de calcul section voile.....	166
Tableau.VII.1. La stabilité du radier sous.....	178
Tableau.VII.2. Vérification des contraintes des fondations.....	179
Tableau.VII.3. Calcul des charges.....	180
Tableau.VII.4. Résultats des moments sur appui et en travée(ELU)	180
Tableau.VII.5. Récapitulatif des résultats d'armature (ELU)	181
Tableau.VII.6. Des moments sur appui et en travée(ELS)	182
Tableau.VII.7. Récapitulatif des résultats d'armature (ELS)	182
Tableau.VII.8. Le moment maximal sur appuis et en travées ELU.....	188
Tableau.VII.9. Le moment maximal sur appuis et en travées ELS.....	188
Tableau.VII.10. Les résultats des sections des armatures nervurent.....	189
Tableau.VII.11. Calcul du ferrailage du voile périphérique.....	195
Tableau.VII.12. Vérification de voile périphérique pour le béton à L'ELS.....	197

TABLEAU DE SYMBOLE

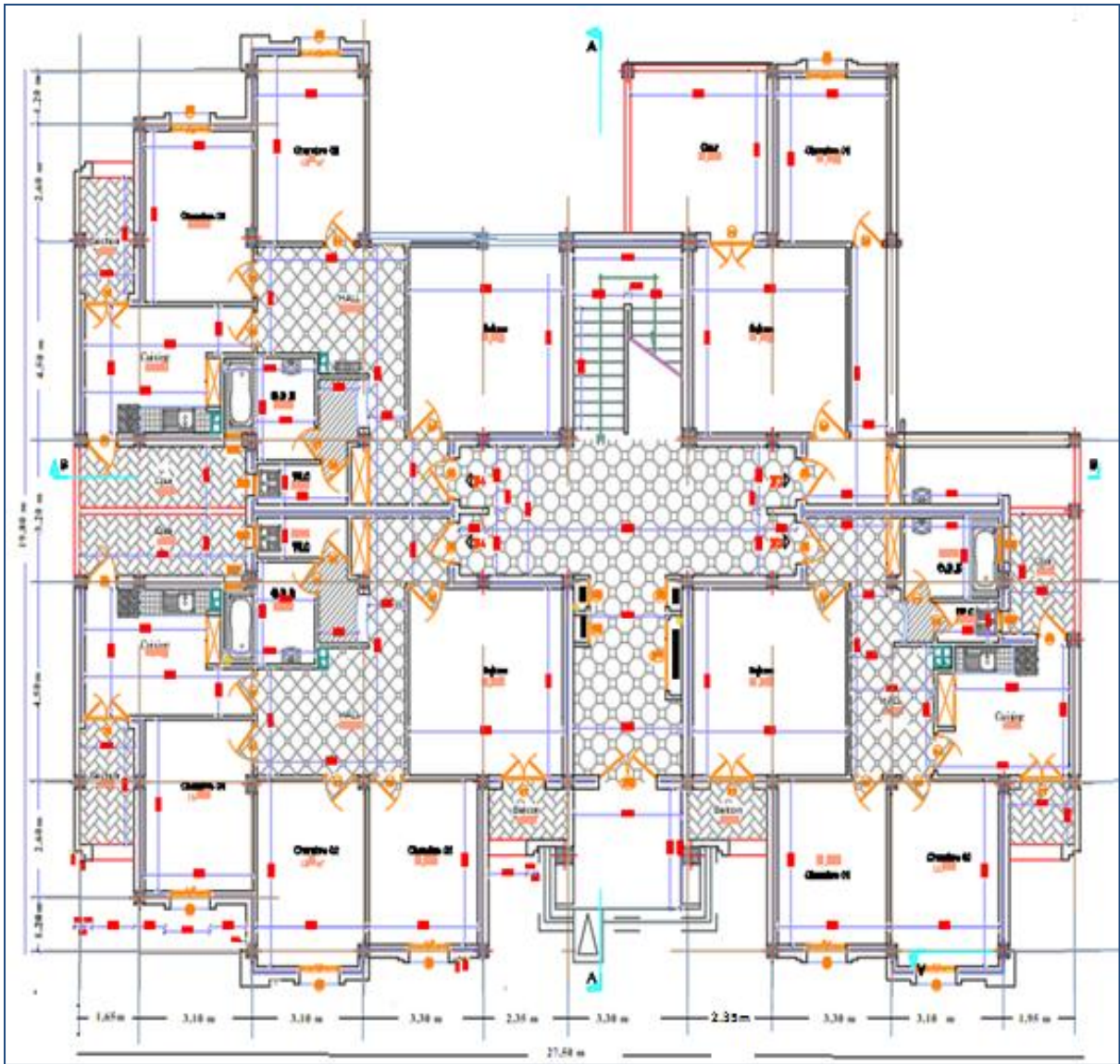
G	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
E	: Action accidentelle (Module de Young)
G	: Module déformation transversale du béton
v	: Coefficient de poisson
$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau_u}$: Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	: Contrainte du béton
σ_{st}	: Contrainte d'acier
τ_u	: Contrainte de cisaillement
f_{bc}	: Contrainte de calcul pour béton
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours
f_{tj}	: Résistance à la traction
fc28	: Résistance à la compression à 28 jours. <i>fc28</i>
Fe	: Limite élastique du l'acier
Eij	: Module d'élasticité longitudinal instantané
Evj	: Module d'élasticité longitudinal différé
ft28	: La résistance à la traction du béton
σ_b	: Coefficient de sécurité béton
σ_s	: Coefficient de sécurité acier
θ	: Coefficient d'application
H	: Coefficient de fissuration
Nd	: Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
Br	: Section réduite
Nu	: Effort normal ultime (compression)
A	: Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ
Φ	: Le diamètre
A_{st}	: Section d'armature

Ar : Armature de répartition
 A : Coefficient d'accélération
 C_p : Facteur de force horizontale.
 W_p : Poids de l'élément considère.
 p_{eq} : La charge équivalente
 A_{min} : Section condition de non fragilité
 A'_m : Section pourcentage minimale
 s_t : Espacement entre les armatures
 Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive
 Q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée
 Q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré
 M_T : Le moment en travée
 Ma : Appui de rive
 R : Coefficient de comportement
 η : Coefficient de correction d'amortissement
 ξ : Pourcentage d'amortissement
 Q : Facteur de qualité
 c_t : Coefficient, fonction du système de contreventement.
 h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
 T : La période
 D : Facteur d'amplification dynamique
 V : Force sismique total
 W : Le poids total de la structure
 Mr : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.
 Ms : Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales
 Q_{ref} : Coefficients de la pression dynamique
 C_t : Coefficients de topographie
 C_d : Coefficient dynamique de la construction
 Q_j : Evaluation de la pression due au vent
 Q_{dyn} : Evaluation de la pression dynamique
 $C_e(Z)$: C'est le coefficient d'exposition au vent
 C_r : Coefficient de rugosité
 C_{pe} : Coefficients de pression extérieure

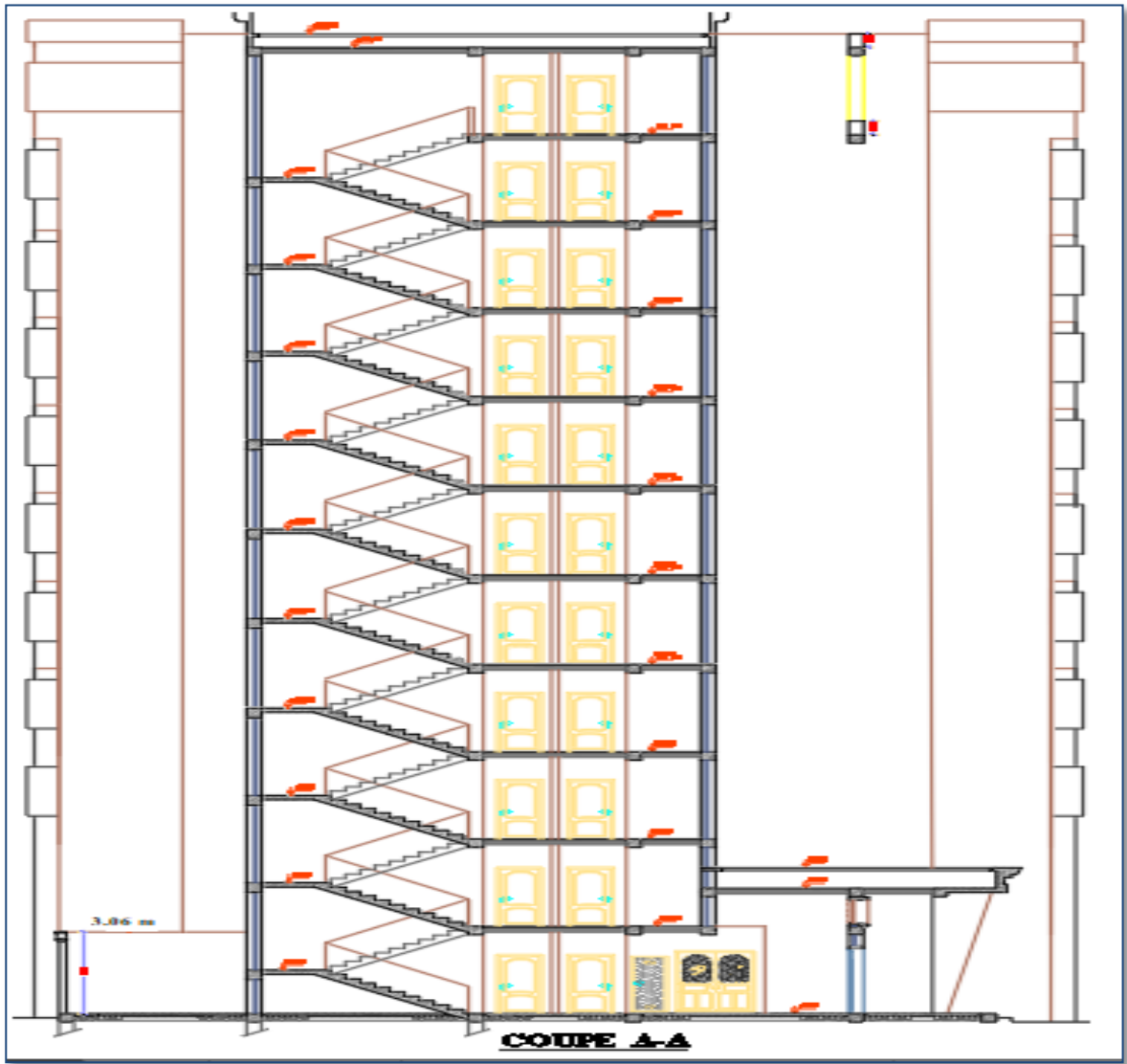
C_{pi} : Coefficients de pression intérieure
λ_g : L'élancement géométrique du poteau
L_f : Longueur de flambement du poteau
T : Effort tranchant
N : Effort normal
M : Moment fléchissant
Z : Bras de levier
μ_u : Moment ultime réduit
γ_h : Poids spécifique
C : Cohésion
σ̄_{sol} : Contrainte admissible de sol
h_r : Épaisseur du radier.
i_x i_y : Rayon de giration
I_x I_y : Moment d'inertie
X_G . Y_G : Centre de gravité



Plan RDC



Plan étage



Coupe A-A

INTRODUCTION GÉNÉRALE

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, 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.

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.

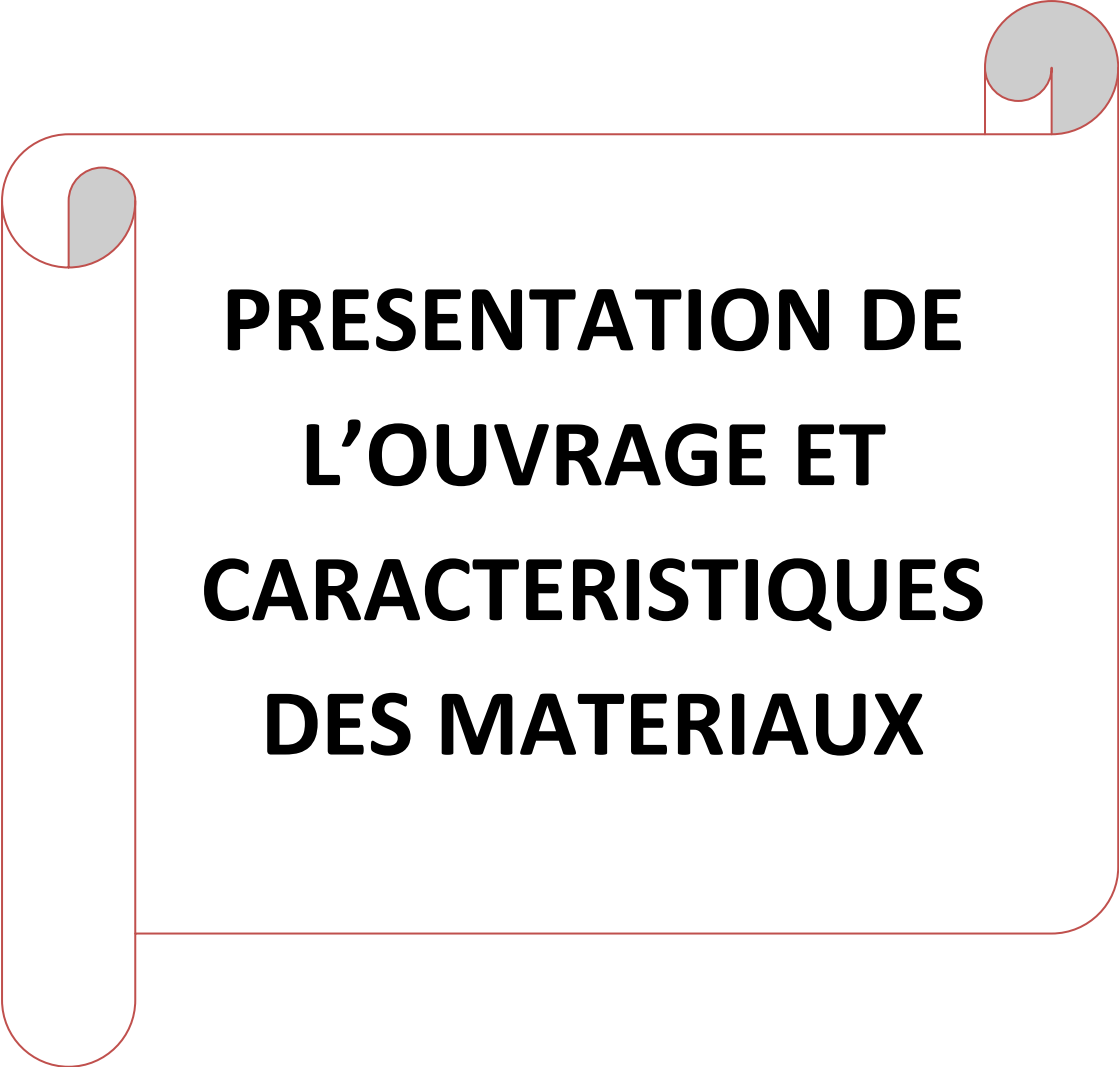
Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (**R+ 10 étages + un sous-sol**) à usage d'habitation, implanté à la wilaya de **Sétif (zone IIa)**. Le bâtiment est contreventé par un système mixte (voiles et portiques).

Notre projet consiste à faire une étude complète d'un bâtiment tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (**RPA99/2003, BAEL91**) et les documents techniques (**le D.T.R. BC 2.2**). Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en sept chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet et les caractéristiques des matériaux utilisés. Dans le deuxième chapitre on présente le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux ainsi que la descente de charge. L'étude des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers, les balcons), en tenant compte des sollicitations aux quelle ils doivent répondre, est présentée dans le troisième chapitre. Le quatrième chapitre est consacré à l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. L'étude du bâtiment sera faite par une modélisation de la structure avec le logiciel de calcul ROBOT 2019. Ensuite le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) à partir des résultats obtenus par le logiciel, tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**. Finalement le septième chapitre traite le dimensionnement et le calcul de l'infrastructure. Le mémoire se terminera par une conclusion générale.

Chapitre I :



**PRESENTATION DE
L'OUVRAGE ET
CARACTERISTIQUES
DES MATERIAUX**

CHAPITRE 01 :**PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX****I.1. Présentation de l'ouvrage :****I.1.1. Introduction :**

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- ✓ L'usage.
- ✓ La résistance et la stabilité.
- ✓ Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- ✓ Les conditions économiques.

On propose dans ce projet de fin d'étude, la conception et l'étude d'un bâtiment (R+10+SS) à usage habitation. Les calculs se feront conformément aux règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul BAEL91

I.1.2. Présentation du l'ouvrage :

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+10+sous-sol) a usage habitation classé en groupe d'usage 2 Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003). Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de SETIF. Cette région est classée de moyenne sismicité (zone **IIa**),

I.1.3. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

En plan	Longueur de l'ouvrage	27.50m
	Largeur de l'ouvrage	19.80m
En élévation	Hauteur de sous-sol	3.06m
	Hauteur RDC	3.06m
	Hauteur d'étage courant	3.06m
	L'acrotère	0.6m
	Hauteur totale	37.32m

Tableau. I.1. Géométrie de l'ouvrage

I.1.4. Rapport de sol :

Implantation à Sétif
La zone IIa
Le groupe d'usage 2
Le site est s_3
La contrainte admissible du sol $Q_{adm} = 1.5$
Profondeur de l'ancrage 3.06 m

Tableau. I.2. données de site.**I.2. Règlements et normes utilisées :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
BAEL91/ (Etat limites en Béton Armé).
DTR Neige et vent 99

Tableau. I.3. Règlements et normes utilisées**I.3. Les caractéristiques des matériaux:**

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

La résistance à la compression du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
Module d'élasticité longitudinal différé	$E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$
Module d'élasticité longitudinal instantané	$E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$
Limite élastique de l'acier	$f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau. I.4. les caractéristiques des matériaux**I.4. Conception de la structure :****A) Choix du système de contreventement :**

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en (**zone IIa**).

Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003), donc le choix va se porter sur des voiles porteurs (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier se qui suit :

- ✓ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

b) Plancher : En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher béton armé en « poutrelles+corps-creux+dalle de compression », pour les raisons suivantes :

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

C- Maçonnerie : La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

C-1 Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses :

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

C-2 Murs intérieurs : Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

D- Escaliers : Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier inter étage. Le bâtiment présente un seul type d'escalier, escalier droit en béton armé coulé sur place.

E- Balcons : Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

F- Acrotères : La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 80cm et de 10cm d'épaisseur.

G- Gaine d'ascenseurs : Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux :

I.5.1 : Béton : c'est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 350Kg/m³, les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

I.5.1.1. Les composants du béton :

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

- Ciment : 350 kg/m³ (CPJ42.5).
- Gravier : 800 L/m³ ($\phi \leq 25$ mm).
- Sable : 400 L/m³ ($\phi \leq 5$ mm).
- Eau : 175 L/m³.

I.5.1.2. Caractéristiques mécanique du béton :

a) Résistance à la compression :

Cette résistance (f_{c28} en MPA) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm² dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours. f_{c28} :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa : BAEL91 (Article A.2.1.11)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa : BAEL91 (Article A.2.1.11)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on adopte une résistance à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance à la traction : BAEL91 (article A.2.1.12)

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc $f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa}$

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BEAL 91 (article A.5.1.2.1.1)

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min(0.2f_{cj}, 5 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration peu préjudiciable.} \\ \min(0.15 f_{cj}, 4 \text{ Mpa}) & \text{Pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPA} & \text{pour la fissuration peu préjudiciable.} \\ 2.1 \text{ MPA} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures.

d-1 : Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)} \longrightarrow \text{BAEL91. (Article A.2.1.2.1)}$$

d-2 : Module de déformation différée :

Les déformations du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)} \longrightarrow \text{BAEL91. (Article A.2.1.2.2)}$$

Pour : $f_{c28}= 25\text{Mpa}$ on a :

- $E_{i28}=32164.20 \text{ MPA}$
- $E_{v28}=10818.90 \text{ MPA}$

e) Module déformation transversale du béton :

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

E : Module de Young

ν : Coefficient de poisson $\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

- ✓ ELU : $\nu=0$ et $G= 0.5 \cdot E$
- ✓ ELS : $\nu =0.2$ et $G= 0.42 \cdot E$

f) Diagramme contraintes-déformations :

Pour la vérification à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.

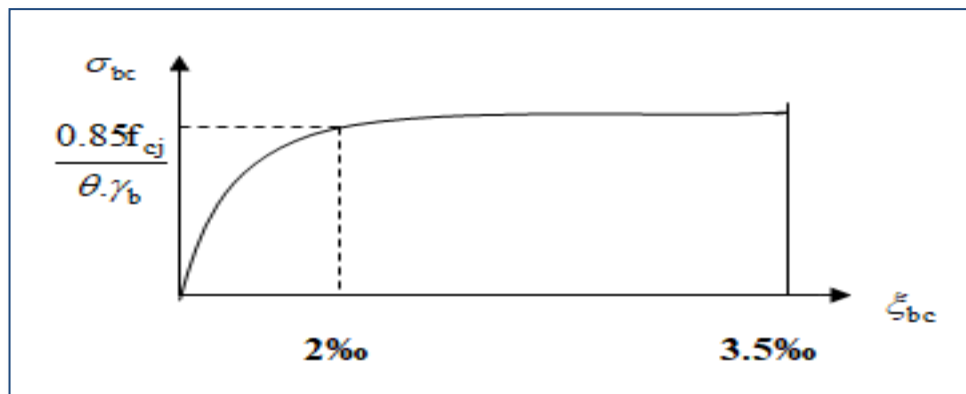


Figure. I.1. Diagramme des contraintes déformations à L'ELU

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ Avec :}$$

ζ_{bc} : Déformation du béton en compression.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de calcul pour $2\% < \zeta_{bc} < 3.5\%$

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

0,85 = coefficient réducteur

Le coefficient θ est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

$$\gamma_b: \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b : 1,5 : \text{cas générale} \\ \gamma_b = 1,15 : \text{cas de combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

Donc $f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.5 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$ pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

I.5.2. L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $F_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.5.2.1. Résistance caractéristique de l'acier:

I.5.2.1 .1. Principales armatures utilisées :

	Acier ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à hautes adhérences
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTLE500
$f_e [MPa]$	215	235	400	500	500	500

Tableau. I.5. F_e en fonction du type d'acier.

I.5.2.1.2. Contrainte limite des Aciers :

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

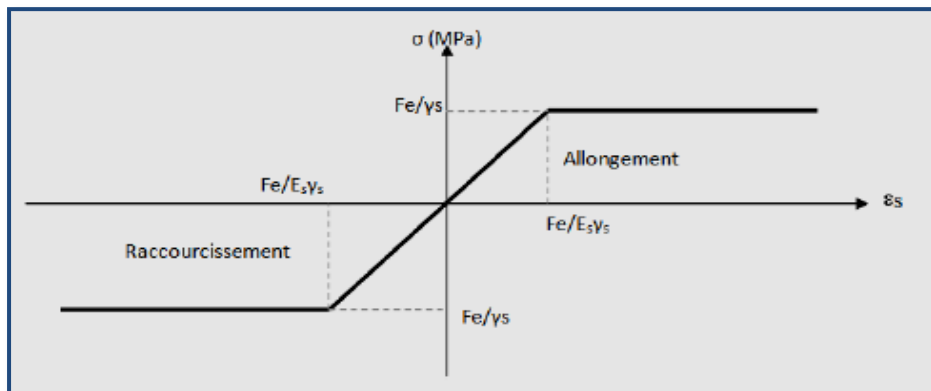


Figure. I.2. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

A/ Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :

Contraintes limites σ_s :

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

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier.

σ_s : Contrainte admissible de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s: 1 \text{ cas situation accidentelles} \\ \gamma_s= 1,15 \text{ cas générale} \end{array} \right.$

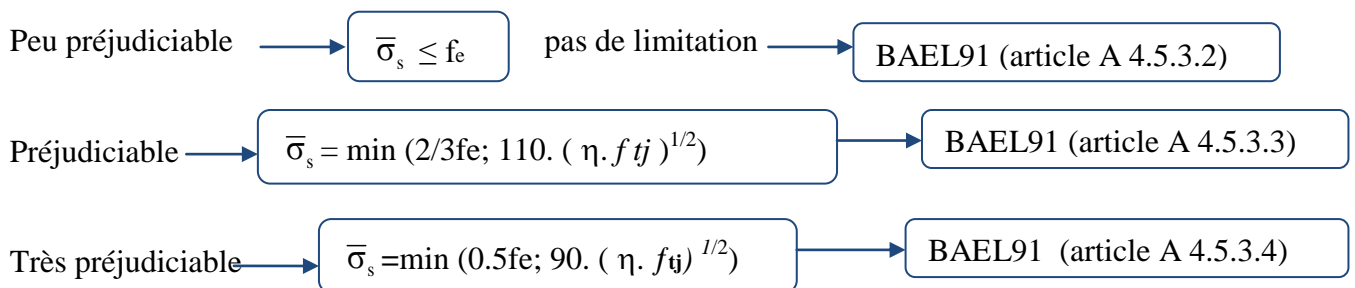
Pour $f_e = 400\text{MPa}$:

$\gamma_s: 1 \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 400 \text{ MPA}$

$\gamma_s: 1.15 \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 348 \text{ MPA}$

B) Etat limite de service :

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



Avec :

η : coefficient de fissuration :

- $\eta=1$ Pour rond lisse
- $\eta=1.6$ Pour hautes adhérences avec $\varnothing \geq 6\text{m}$
- $\eta=1.3$ Pour hautes adhérences avec $\varnothing < 6\text{mm}$

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ❖ Actions permanentes (G) : Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.
- ❖ Actions variables (Q) : Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.
- ❖ Actions accidentelles (E) : Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.6.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions :

✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

I.6.3. Les combinaisons d'action:

Les combinaisons d'action à considérer sont :

Situation durable :
$$\begin{array}{l} \text{ELU : } \left[\begin{array}{l} 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } \left[\begin{array}{l} G + Q \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Situation accidentelles: (RPA99 (Article V.5.2)) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1.2\times E \\ 0.8\times G\pm E \end{array} \right.$$

Conclusion :

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPA)
béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25 MPA
	La résistance à la traction du béton :	2.1 MPA
	Contrainte limite à l'ELU :	
	1/situation durable :	14.2 MPA
	2/situation accidentelle :	18.5 MPA
	Contrainte limite à l'ELS :	15 MPA
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} :	32164,195MPA
Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818.865 MPA	
Acier	Limite d'élasticité f_e	400 MPA
	Module d'élasticité	$2.1 \cdot 10^5$ MPA
	Contrainte de calcul à l'ELU :	
	1/situation accidentelle :	400 MPA
	2/situation courante :	348 MPA
	Contrainte à l'ELS : fissuration peu préjudiciable :	
	fissuration préjudiciable	201.63 MPA
Fissuration très préjudiciable	164.97 MPA	

CHAPITRE II :



**Pré-dimensionnement
des éléments et
Descente de charge.**

CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

II.1. Pré dimensionnement des éléments de la structure :

II.1.1. Introduction:

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du BAEL91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1.2. Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.1.2.1. Les poutres : D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres.

A) Poutres Principales :

Condition de la portée:

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : la plus grande portée $L_{max} = 4.50m$

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] 450 = (0.06 \div 0.1) * 450 \text{ cm}$$

$$h = (30 \div 45) \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

La largeur de la poutre suivant cette condition: $b = (0.3 \div 0.4)h$

$$b = (0.3 \div 0.4) 40 = (12 \div 16) \text{ cm}$$

On prend : $b = 35 \text{ cm}$

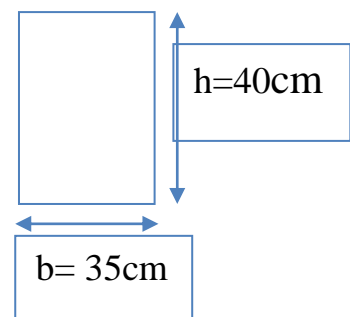


Figure. II.1. poutre principale

Condition du RPA 99: Zone sismique IIa:

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{40}{35} = 1.14 \leq 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres transversales $(35*40) \text{ cm}^2$

b) Poutres Secondaire :

Condition de la portée:

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

 L_{max} : La plus grande portée $L_{max} = 3.30m$

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] 310 = (0.06 \div 0.1) 330 \text{ cm}$$

$$h = (19.8 \div 33) \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

La largeur de la poutre suivant cette condition: $b = (0.30 \div 0.40)h$

$$b = (0.30 \div 0.40) 35 = (10.5 \div 14) \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

✓ Condition du RPA 99: Zone sismique IIa

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales égales $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant:

Poutres	Section (cm ²)
Principale	(40 × 35)
Secondaire	(35 × 30)

Tableau. II.1. Les sections des poutres principales et secondaires.

II.1.2.2. Planchers:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Pour notre projet on a deux types de planchers :

- Dalle pleine
- Plancher corps creux

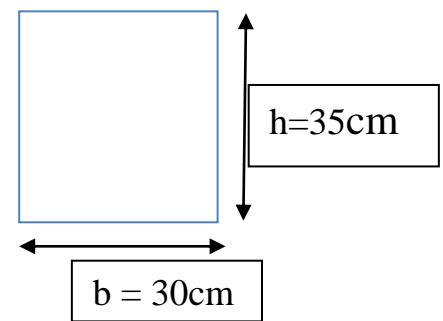


Figure. II.2. poutre secondaire

a) Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués des poutrelles en béton armé associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante : BAEL91 (art B.6.8, 424) recommande que : la condition de la résistance a la flèche du plancher a corps creux est :

$$e = \frac{l}{22.5}$$

e : épaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression).

L : c'est la plus grande longueur de la travée suivant la plus petite portée.

$$L = \min (L_x \text{ max} ; L_y \text{ max})$$

$$L = \min (450 ; 330)$$

$$e = \frac{l}{22.5} = \frac{330}{22.5} = 14.66 \text{ cm}$$

Alors, on adopte : $e = 20 \text{ cm}$

Donc on prend plancher corps creux $(16+4) = 20 \text{ cm}$; $H_t = 20 \text{ cm}$

b) Définition des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales. Elles sont calculées en flexion simple.

c) Dimension des poutrelles :

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t \quad \Rightarrow \quad 6 \leq b_0 \leq 12 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b = \min \left(\frac{L_0}{2}, \frac{L_{\max}}{10} \right) \quad \Rightarrow \quad L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b = \min (27.5 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad B = 27.5 \text{ cm}$$

La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2b_1$$

$$b = 10 + 2 \times (27.5) = 65 \text{ cm}$$

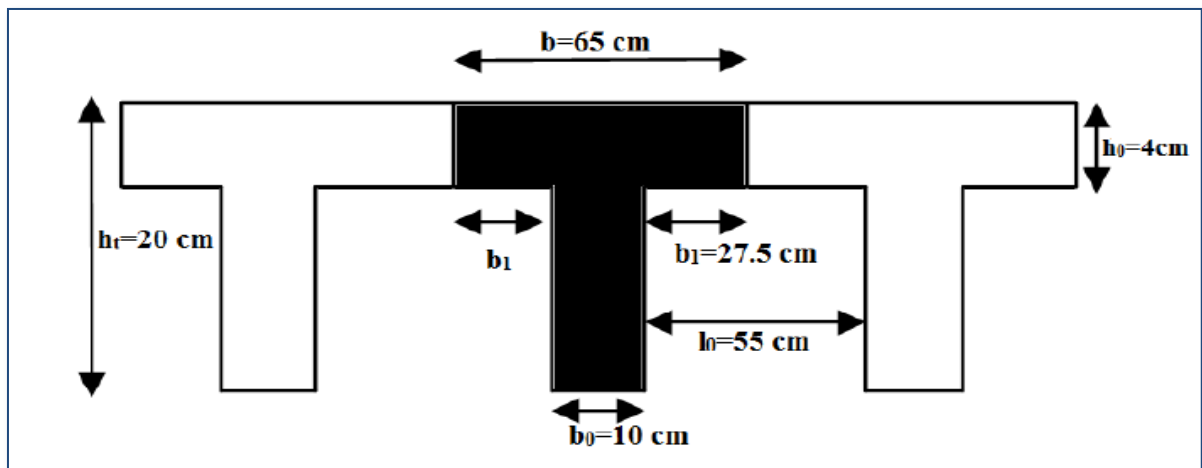


Figure. II.3. Coupe transversal d'un plancher à Corps creux

II.1.2.3. l'acrotère:

L'acrotère se compte comme une console encastree à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- ✓ L'effet normal dû à son poids propre G.
- ✓ La surface horizontale due à la main courante.

Donc elle est calculée en flexion composée.

- **Dimensionnement :**

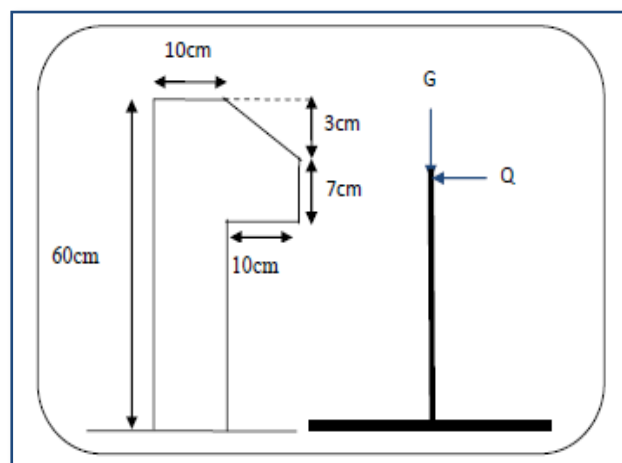


Figure. II.4. Schéma de l'acrotère

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

ST : surface de L'acrotère

- **Calcul de la Charge de L'acrotère :**

G_1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ dan/ml}$$

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ dan/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ dan/ml}$

$$G = 183.25 \text{ dan/ml}$$

Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal sollicité l'acrotère dû à la main courante est 100 dan/m.

$Q \times 1m = 1 \text{ dan/ml}$ (Pour une terrasse inaccessible).

$$Q = 100 \text{ dan/ml}$$

II.1.2.4. Poteaux :

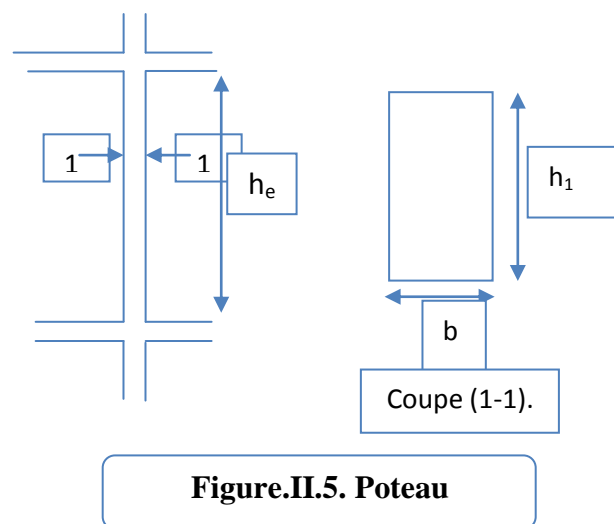
Leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99 « version 2003 art 7.4».

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25$ en zone IIa
- ✓ $\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < (h_1/b_1) < 4$

Avec:

- ✓ b_1 : Largeur de la section
- ✓ h_1 : Hauteur de la section
- ✓ h_e : Hauteur d'étage



On prend : $b=40\text{cm}$ et $h=45\text{cm}$ et $h_e=3.06 - 0.30 = 2.76 \text{ m}$

Vérification d'après RPA99 version 2003 pour la zone II :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 40 \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20 \Rightarrow 40 \geq 276 / 20 \Rightarrow 40 \geq 13.8 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 40/45 \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 0.88 \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

II.1.2.5. les voiles :

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et d'après RPA 2003, l'épaisseur minimale « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow \text{RPA99/version2003 (article 7.7.1)}$$

$$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$h \geq \max \left[\frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm}; 15 \right] = 20 \text{ cm.}$$

Donc on prend : **e = 20 cm**

II.1.2.6. Balcon :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Ces panneaux sont des dalles en béton armé coulé sur place, elles reposent sur 1, 2 et 3 appuis. Le dimensionnement de ces panneaux est donné comme suit :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un seul appui}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{pour une dalle sur un deux appui}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis}$$

L_x : la plus petite portée du panneau le plus sollicité

Pour une dalle sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{110}{50} \leq e \leq \frac{110}{40} = 2.2 \leq e \leq 2.75$$

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe feu qui est déterminant.

On opte pour :

- ✓ 12 cm d'épaisseur pour tous les balcons

On prend : $e = 12 \text{ cm.}$

II.1.2.7. Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

Les escaliers de notre projet sont de même type : deux volées et un palier intermédiaire.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL**.

- **On note :**

H₀: demi-hauteur d'étage.

L₀: longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

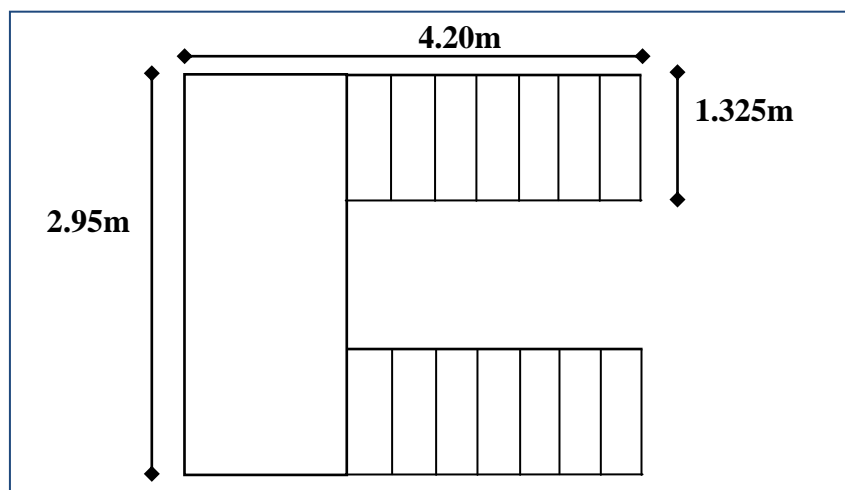


Figure. II.6. Schéma des escaliers

1-La marche et la contre marche :

$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$ —————> les contres marches

$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$ —————> les marches

On prend :

- $H=17$
- $g=30$

2-Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$g+ 2h = 30+ 2 \times 17 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$ —————> condition vérifiée

3-Nombre de contre marche:

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{3.06}{15} = 18$$

- Pour deux volées n =18
- Pour une volée n =9

4-La longueur de la ligne de volée :

$$L = (n-1) \times g = (9-1) \times 30 = 9 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

5-Inclinaison de la paillasse:

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \alpha = 32.517$$

H:hauteur d'étage =3.06 m

$$L = 2.40 \text{ m}$$

6- Longueur de la volée (paillasse):

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \quad ; \quad l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.517} = 2.84 \text{ m}$$

7- Longueur du palier de repos :

$$4.20 - 2.40 = 1.8 \text{ m}$$

8-Emmarchement :

$$e = \frac{3.3 - 35 - 30}{2} = 132.5 \text{ cm}$$

9-Épaisseur de la paillasse:

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

$$\text{On à :} \quad \frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$$

$$L_x = 2.70 + 1.50 = 4.20 \text{ m}$$

$$\frac{420}{30} = 14 \text{ cm} \leq e \leq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$$

On prend e=16 cm

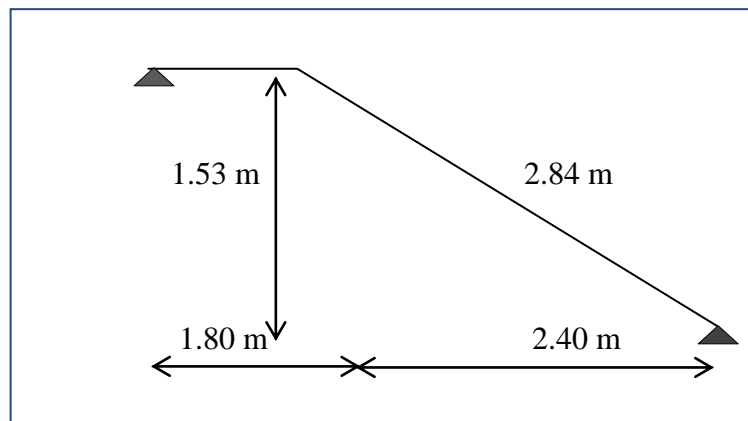


Figure. II.7. Schéma statique d'escalier

II.2. Evaluation et des charges :

II.2.1. Introduction :

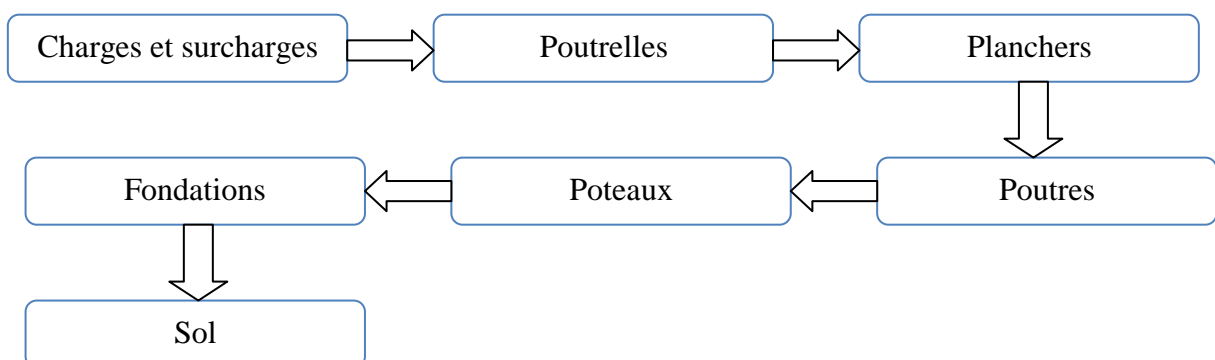
La descente de charge a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure.

Les charge considérés concerne les charge permanentes, les charge d'exploitation telles que : le poids propre de l'élément, le poids des planchers de murs de façade etc.....

Notons : - G : Charge permanente.

- Q : Charge d'exploitation

La transmission des charges se fait comme suit :



II.2 .2. Détermination des charges appliquées :

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit:

II.2.2.1. Plancher terrasse: (terrasse inaccessible)

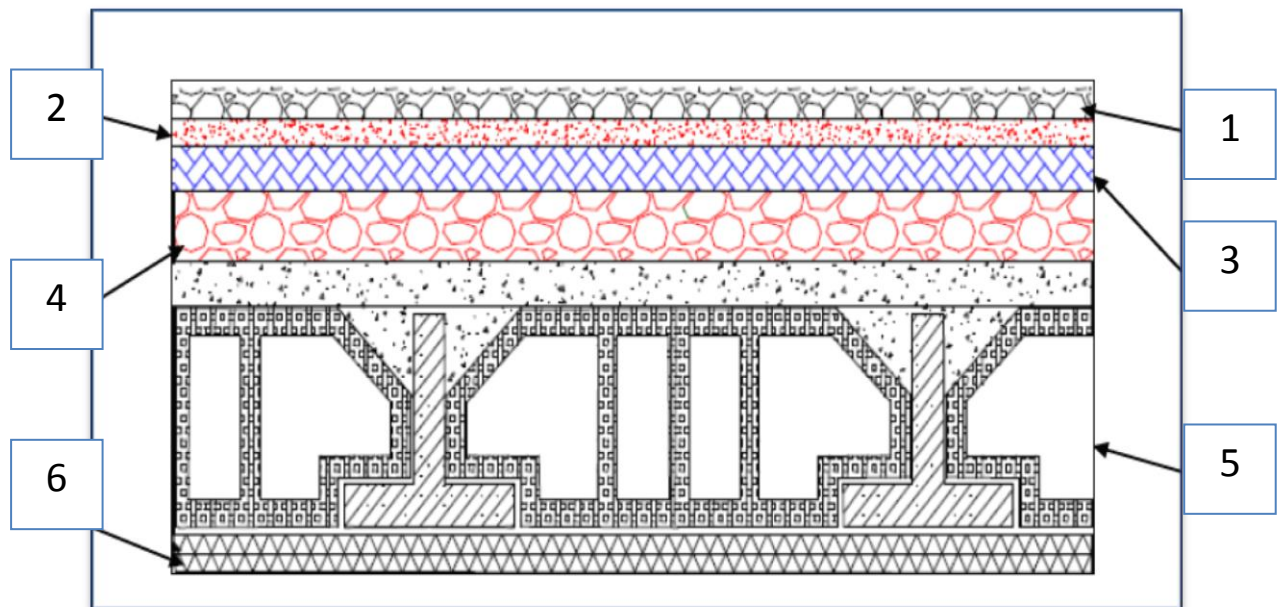


Figure. II.8. composant d'un Plancher terrasse

N°	Désignations	e (m)	Poids (kn/m ³)	Charges (kn/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	1500	0.75
2	Etanchéité multicouches	0,05	200	0.10
3	Isolation thermique	0,04	400	0.16
4	Béton de pente	0,1	2200	2.20
5	Plancher à corps creux	(16+4)	-	2.85
6	Enduit en plâtre	0,02	1000	0.20
Charge permanente G				6.26
Charges exploitation Q				1

Tableau. II.2. Charges d'un plancher terrasse

$$G_{\text{terse}} = 6.26 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$$Q_{\text{terse}} = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

II.2.2.2. Plancher étage courant :

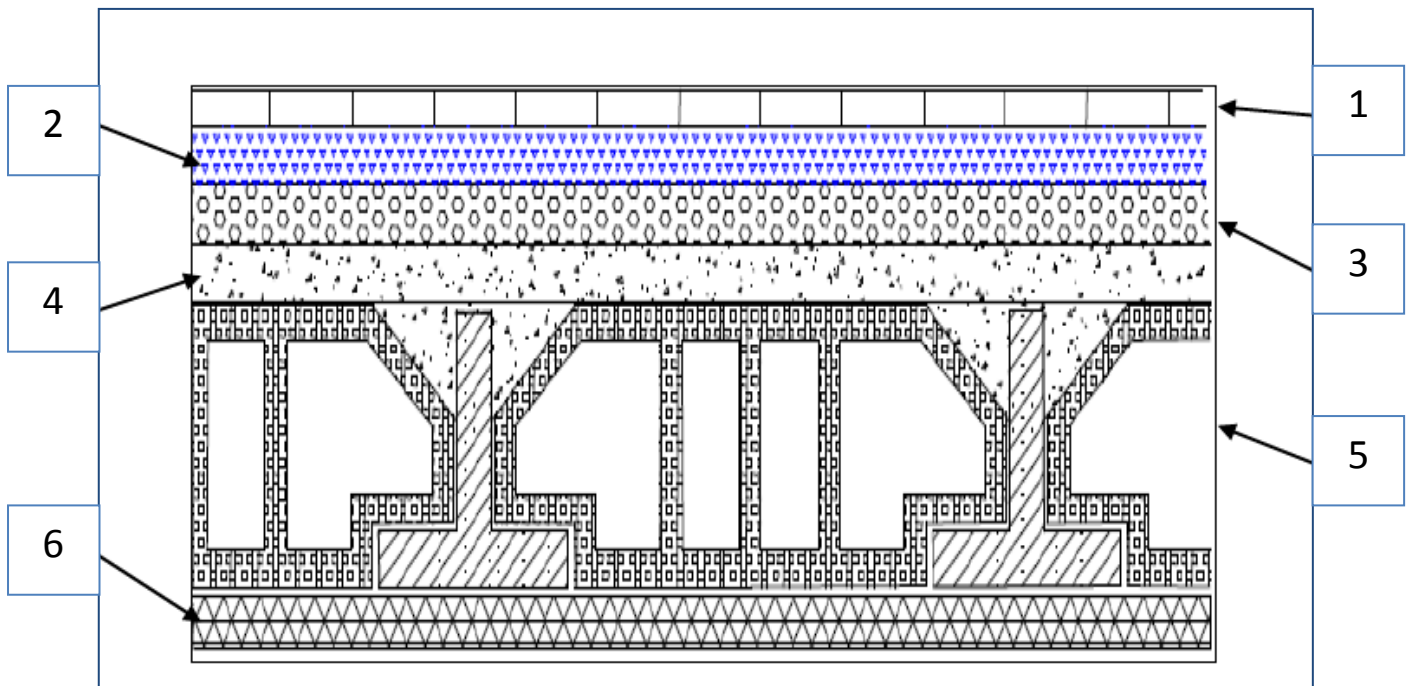


Figure. II.9. Composants d'un plancher étage.

N°	Désignations	e (m)	Poids(kg/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Revêtement (Carrelage)	0.02	2200	0.44
2	Mortier de pose	0,02	2000	0.40
3	Lite de sable	0.02	1800	0.36
4	Plancher à corps creux	(16+4)	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	0.10
6	Cloison de séparation	0,10	1000	1
Charge permanente			G	5.25 (KN/m ²)
Surcharge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m ²)

Tableau. II.3. Charge du plancher étage.

$$G_{\text{terse}} = 5.25 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$$Q_{\text{terse}} = 1.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

II.2.2.3. Murs extérieurs en maçonnerie :

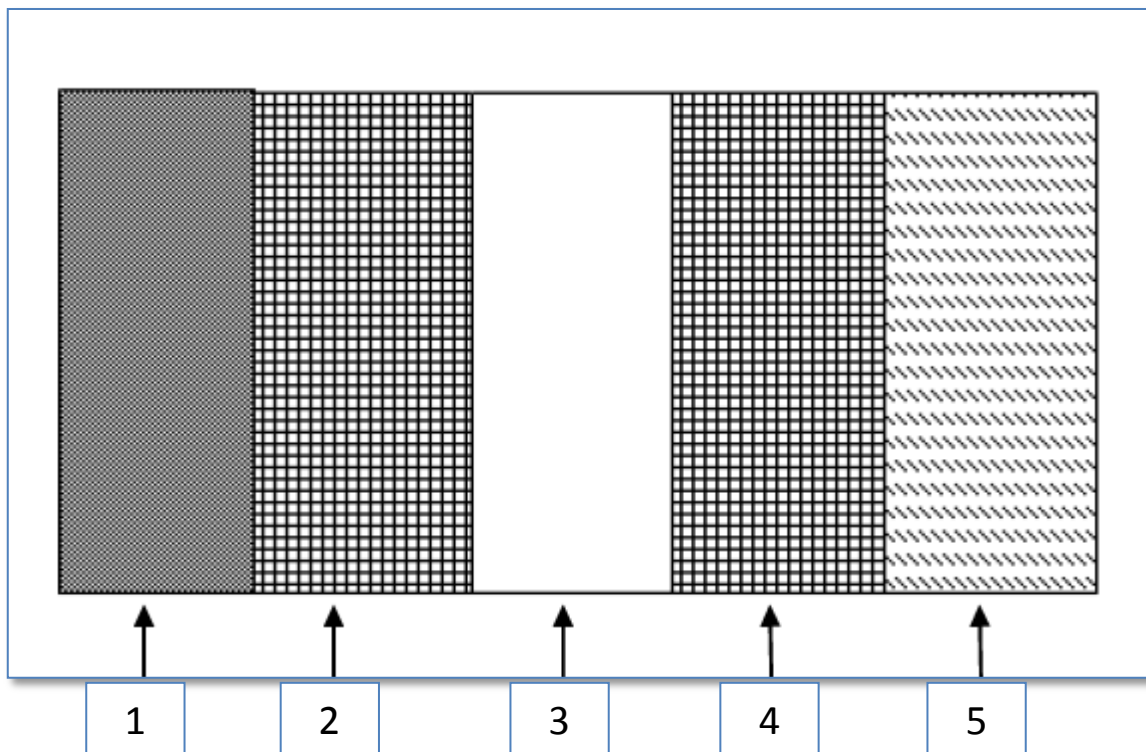


Figure. II.10. composant d'un mur extérieur

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (kg/m ³)	G (kn/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	1800	0.36
2	Brique creuse	0.15	900	1.35
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	900	0.9
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	0.2
Charge permanente G			G	2.81

Tableau. II.4. Charge permanente d'un mur extérieur.

$$G_{\text{murextérieur}} = 2.81 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

II.2.2.4. Balcons :**A) Balcon terrasse :**

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Forme en pente	0.03	22	0.66
3	Isolant thermique	0.04	4	0.16
4	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
5	Plancher dalle pleine	0.12	25	3
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente G				5.10 (KN/m ²)
Surcharge d'exploitation Q				1 (KN/m ²)

Tableau. II.5. Charge permanente d'un balcon terrasse.

$$G_{\text{balcon terrss}} = 5.10 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$$Q_{\text{balcon terrss}} = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

B) Balcon étage courant :

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Plancher dalle pleine	0.12	25	3
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
Charge Permanente G				4.4 (KN/m ²)
Surcharge d'exploitation Q				3.5 (KN/m ²)

Tableau. II.6. Charge permanente d'un balcon étage.

$$G_{\text{étage}} = 4.4 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$$Q_{\text{étage}} = 3.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

II.2.2.5. Les escaliers :

A) Palier :

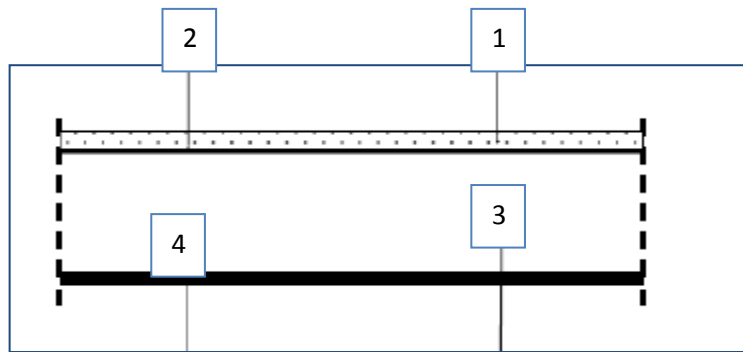


Figure. II.11. Composants d'un palier

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Palier	0.16	25	4
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente			G	5.04 (KN/m ²)
Surcharge d'exploitation			Q	2.5 (KN/m ²)

Tableau. II.7. Charge permanente et d'exploitation d'un palier de repos.

$G_{\text{Palier}} = 5.04 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

$Q_{\text{Palier}} = 2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

B) Volée (paillasse) :

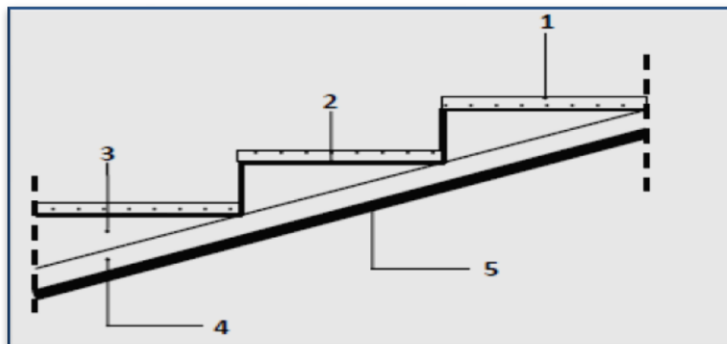


Figure. II.12. composant d'une paillasse

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	La marche	$0.15/2 = 0.075$	22	1.65
4	Paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha} = 0.183$	25	4.575
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				7.265(KN/m ²)
Surcharge d'exploitation Q				2.5 (KN/m ²)

Tableau. II.8. Charge permanente et d'exploitation d'un paillasse.

$$G_{\text{paillasse}} = 7.265(\text{KN/m}^2).$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 2.5 (\text{KN/m}^2).$$

II.2.2.7. les voiles :

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique(kn/m ²)	G(KN/m ²)
01	Béton arme	20	25	5
02	Enduit de plâtre	2	10	0.2
03	Enduit de ciment	2	22	0.44

Tableau. II.9. Charge permanente d'un voile.

$$G_{\text{voile extérieure}} = 5+0.2+0.44=5.65 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{voile intérieure}} = 5+0.2 \times 2=5.4 \text{ KN/m}^2.$$

II.3. La descente de charge des éléments :

La descente de charge et l'opération qui consiste à calculer toutes les charge qui reviennent à un élément porteur, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

II.3.1. Le Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux et voiles).

II.3 .2. Loi de dégression : D'après D.T.R.BC.2.2 (ART 6.3)

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous:

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Donc on a :

$$Q_{11} = Q \times 1 = 1,5 \times 1 = 1.5 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_{10} = Q_6 = Q \times 0.9 = 1,5 \times 0,9 = 1.35 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_9 = Q \times 0.8 = 1,5 \times 0,8 = 1.2 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_8 = Q \times 0.7 = 1,5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_7 = Q \times 0.6 = 1,5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_6 = Q \times 0.5 = 1,5 \times 0,5 = 0.75 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_5 = Q \times 0.5 = 1,5 \times 0,5 = 0.75 \text{ KN / m}^2$$

II.3.3. Descente de charge du poteau central :4-H

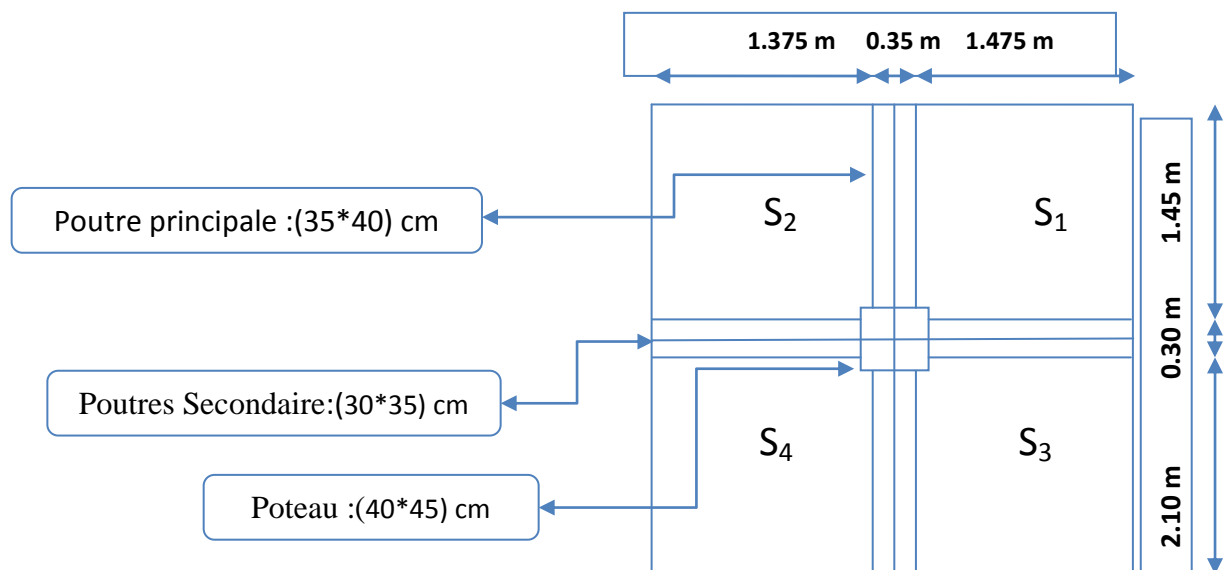


Figure. II.13. Surface afférente du poteau.4-H

Surface afferent:

$$S_g = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = (1.45 \times 1.475) - (0.025 \times 0.75) = 2.136 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.45 \times 1.375) - (0.025 \times 0.075) = 2.00 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.10 \times 1.475) - (0.025 \times 0.075) = 3.09 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (2.10 \times 1.375) - (0.025 \times 0.075) = 2.88 \text{ m}^2$$

$$S_g = 10.106 \text{ m}^2$$

$$S_{q0} (\text{terrassa}) = (1.45 + 0.30 + 2.10) \times (1.375 + 0.35 + 1.475) = 12.32 \text{ m}^2$$

$$S_q = S_{q0} - \text{section de poteau}$$

$$S_q = 12.32 - (0.4 \times 0.45) = 12.14 \text{ m}^2$$

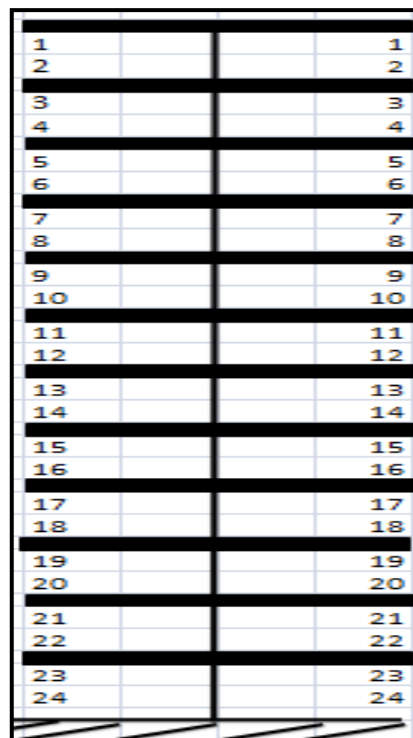


Figure. II.14. désignations des niveaux du poteau

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du Poteau	$(0.4 \times 0.45 \times 25 \times 3.06)$	13.77
Poutre principal	$(0.35 \times 0.40) \times 25 \times \{(2.10 - 0.075) + (1.45 - 0.075)\}$	11.9
Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times 25 \times \{(1.475 - 0.025) + (1.375 - 0.025)\}$	7.35
Plancher terrasse	6.26×10.106	63.27
Plancher étage courant	5.25×10.106	53.06

Tableau. II.10. La charge Permanente du poteau

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher terrasse : 63.27 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	82.52	$12.32*1=12.32$
2-2	Venant 1-1 :82.52 Poteau : 13.77	96.29	
3-3	Venant 2-2 :96.29 Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	168.60	$12.32+(12.14\times 1.5)= 30.53$
4-4	Venant 3-3 :168.60 Poteau : 13.77	182.37	30.53
5-5	Venant 4-4 :182.37 Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	254.68	$30.53+(12.14*1.5*0.9)=46.92$
6-6	Venant 5-5 :254.68 Poteau : 13.77	268.45	46.92
7-7	Venant 6-6 :268.45 Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	340.76	$46.92+(12.14*1.5*0.8)=61.49$
8-8	Venant 7-7 :340.76 Poteau : 13.77	354.53	61.49
9-9	Venant 8-8 :354.53 Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	426.84	$61.49+(12.14*1.5*0.7)=74.237$
10-10	Venant 9-9 :426.84 Poteau : 13.77	440.61	74.237

11-11	Venant 10-10 :440.61 Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	512.91	$74.237+(12.14*1.5*0.6)=85.17$
12-12	Venant 11-11 :512.91 Poteau : 13.77	526.68	85.17
13-13	Venant 12-12 :526.68 Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	598.99	$85.17+(12.14*1.5*0.5)=94.275$
14-14	Venant 13-13 :598.99 Poteau : 13.77	612.76	94.275
15-15	Venant 14-14 :612.76 Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	685.07	$94.275+(12.14*1.5*0.5)=103.38$
16-16	Venant 15-15 :685.07 Poteau : 13.77	698.84	103.38
17-17	Venant 16-16 :698.84 Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	771.15	$103.38+(12.14*1.5*0.5)=112.485$
18-18	Venant 17-17 :771.15 Poteau : 13.77	784.92	112.485
19-19	Venant 18-18 :784.92 Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	857.23	$112.485+(12.14*1.5*0.5)=121.59$
20-20	Venant 19-19 :857.23 Poteau : 13.77	871	121.59
	Venant 20-20 :871		

21-21	Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	943.31	$121.59+(12.14*1.5*0.5)=130.695$
22-22	Venant 21-21:943.31 Poteau : 13.77	957.08	130.695
23-23	Venant 22-22 :957.08 Plancher E.C :53.06 Poutre principale : 11.9 Poutre secondaire : 7.35	1029.39	$130.695+ (12.14*1.5*0.5)=139.8$
24-24	Venant 23-23:1029.39 Poteau : 13.77	1043.16	139.9

Tableau. II.11. Descente des charges du poteau centre

$$N_u=1.35G+1.5Q$$

$$N_u=1.35 (1043.16) +1.5 (139.9)=1618.116 \text{ KN}$$

$$N_{SER} =G+Q$$

$$N_{SER}=1043.06+139.9=1183.06 \text{ KN}$$

II.3 .4. Descente de charge du poteau de rive : 2-C

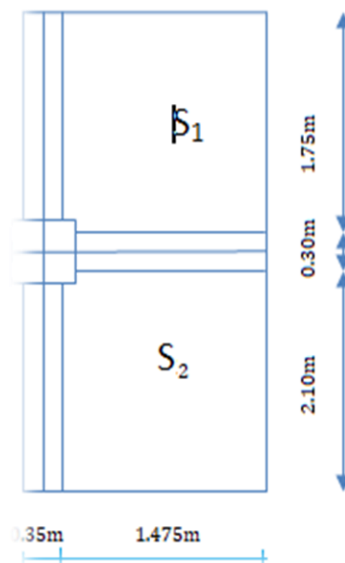


Figure. II.15. Poteau de rive 2-C

Surface afférente:

$$S_g = S_1 + S_2$$

$$S_1 = (1.475 \times 2.10) - (0.05 \times 0.075) = 3.093 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.475 \times 1.75) - (0.05 \times 0.075) = 2.5775 \text{ m}^2$$

$$S_g = 5.6705 \text{ m}^2$$

$$S_q (\text{terrasse}) = (1.475 + 0.35) \times (2.10 + 0.30 + 1.75) = 7.57 \text{ m}^2$$

$$S_q (\text{etage}) = 7.57 - (0.40 \times 0.45) = 7.39 \text{ m}^2$$

1			1
2			2
3			3
4			4
5			5
6			6
7			7
8			8
9			9
10			10
11			11
12			12
13			13
14			14
15			15
16			16
17			17
18			18
19			19
20			20
21			21
22			22
23			23
24			24

Figure. II.16. désignations des niveaux du poteau rive

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du Poteau	$(0.4 \times 0.45 \times 25 \times 3.06)$	13.77
Poutre principal	$(0.35 \times 0.40) \times 25 \times \{(2.10 - 0.075) + (1.75 - 0.075)\}$	12.95
Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times 25 \times \{(1.475 - 0.05)\}$	3.740
Plancher terrasse	6.26×5.6705	35.50
Plancher étage courant	5.25×5.6705	29.77
Mur extérieure	$((2.10 - 0.075) + (1.75 - 0.075)) \times 2.66 \times 2.81$	27.65
Acrotère	$(2.10 + 0.30 + 1.75) \times 25 \times 0.0685$	7.11

Tableau. II.12. La charge Permanente du poteau (rive)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
1-1	Acrotère : 7.11 Plancher terrasse : 35.50 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.740	59.30	$7.57 \times 1 = 7.57$
2-2	Venant 1-1 : 59.30 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 27.65	100.72	7.57
3-3	Venant 2-2 : 100.72 Plancher E.C : 29.77 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.740	147.18	$7.57 + (7.39 \times 1.5) = 18.655$
4-4	Venant 3-3 : 147.18 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 27.65	188.6	18.655
5-5	Venant 4-4 : 188.60 Plancher E.C : 29.77 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.740	235.06	$18.655 + (7.39 \times 1.5 \times 0.9) = 28.64$
6-6	Venant 5-5 : 235.06 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 27.65	276.48	28.64

7-7	Venant 6-6 :276.48 Plancher E.C :29.77 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.74	322.94	$28.64+(7.39*1.5*0.8)=37.508$
8-8	Venant 7-7 :322.94 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 27.65	364.36	37.508
9-9	Venant 8-8 :364.36 Plancher E.C :29.77 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.740	410.82	$37.508+(7.39*1.5*0.7)=45.27$
10-10	Venant 9-9 :410.82 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 27.65	452.24	45.27
11-11	Venant 10-10 :452.24 Plancher E.C :29.77 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.74	498.70	$45.27+(7.39*1.5*0.6)=51.91$
12-12	Venant 11-11 :498.70 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 27.65	540.12	51.91
13-13	Venant 12-12 :540.12 Plancher E.C :29.77 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.74	586.58	$51.91+(7.39*1.5*0.5)=57.461$
14-14	Venant 13-13 :586.58 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 27.65	628	57.461
15-15	Venant 14-14 :628 Plancher E.C :29.77 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.74	674.46	$57.461+(7.39*1.5*0.5)=63.00$
16-16	Venant 15-15 :674.46		

	Poteau : 13.77 Mur extérieure : 27.65	715.88	63.00
17-17	Venant 16-16 :715.88 Plancher E.C :29.77 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.74	762.34	$63.00+(7.39*1.5*0.5)=68.55$
18-18	Venant 17-17 :762.34 Poteau : 13.77 Mur extérieure :27.65	803.76	68.55
19-19	Venant 18-18 :803.76 Plancher E.C :29.77 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.74	850.22	$68.55+(7.39*1.5*0.5)=74.08$
20-20	Venant 19-19 :850.22 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 27.65	891.64	74.08
21-21	Venant 20-20 :891.64 Plancher E.C :29.77 Poutre principale : 12.95 Poutre secondaire : 3.74	938.10	$74.08+(7.39*1.5*0.5)=79.631$
22-22	Venant 21-21:938.10 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 27.65	979.52	79.631

Tableau. II.13. Descente des charges du poteau de rive

$$N_u = 1.35G + 1.5Q.$$

$$N_u = 1.35 (979.52) + 1.5 (79.631) = 1441.7985 \text{ KN.}$$

$$N_{SER} = G + Q$$

$$N_{SER} = 1059.151 \text{ KN.}$$

II.3.5. Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :

II.3.5.1. Vérification de l'effort normal :

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99/version 2003 outre les vérifications prescrites par le BAEL 91 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la Condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_r : section réduite du poteau.

f_{c28} : résistance à la compression du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q \longrightarrow N_d = 1043.06 + 139.9 = 1183.06 \text{ k N}$$

$$B = 400 \times 450 = 180000 \text{ mm}^2$$

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

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \Rightarrow \quad \frac{1183060}{180000 \times 25} = 0.26 \leq 0.3 \quad \text{c. v}$$

$$B \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}} \Rightarrow B = 180000 \text{ mm}^2 \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}} = \frac{1183060}{0.3 \times 25} = 157741.33 \text{ mm}^2 \quad \text{c. v}$$

Selon le pré dimensionnement effectué; cette condition est vérifiée.

II.2.5.2. Vérification de la section de poteau : BAL 91 (B.8.4.1)

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles BAEL 91 préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton). D'après l'article (B.8.4.1 du BAEL91) : l'effet normal ultime N_U d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

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

N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.

α : Coefficient fonction de l'élançement mécanique λ .

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

$$\alpha = 0.60 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda: \text{Elancement d'EULER : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) Situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation accidentel.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ Mpa).

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$B_r = (a-2)(b-2)$] cm².

Section de poteaux :

$$B_r = (b-2)(h-2) = (40-2)(45-2) = 1634 \text{ cm}^2 = 163400 \text{ mm}^2$$

Section d'acier A :

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.8 * 1634}{100} = 13.072 \text{ cm}^2$$

$$A = 13.072 \text{ cm}^2$$

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

$$l_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 * 2.66 = 1.862$$

$$i = \sqrt{\frac{b h^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{0.40 \times 0.45^3}{12 \times 0.40 \times 0.45}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{1.862}{0.13} = 14.323$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{14.323}{35}\right)^2} = 0.822$$

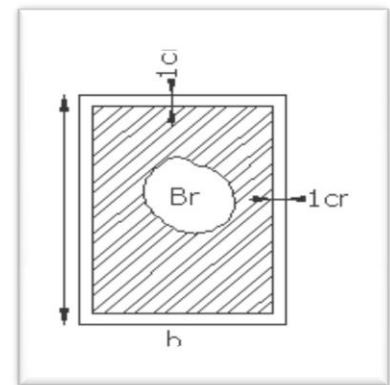
$$\gamma_s = 1,5 \quad , \quad \gamma_b = 1,15, \quad f_e = 400 \text{ MPA}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \quad N_u = (1.35 \times 1043.16) + (1.5 \times 139.9) = 1618.116 \text{ KN}$$

$$\bar{N}_u = 0.82 * \left(\frac{163400 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{1307.2 * 400}{1.15} \right) = 2861.057 \text{ KN}$$

Donc $\bar{N}_u = 2861.057 \text{ KN} > N = 1618.116 \text{ KN}$ Condition vérifiée

On a : toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables (40×45) cm²



Chapitre III :



Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction:

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
 - Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.
- L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- ✓ Acrotère
- ✓ Escaliers
- ✓ Balcons

III.2. L'acrotère:

1- Définition :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades :

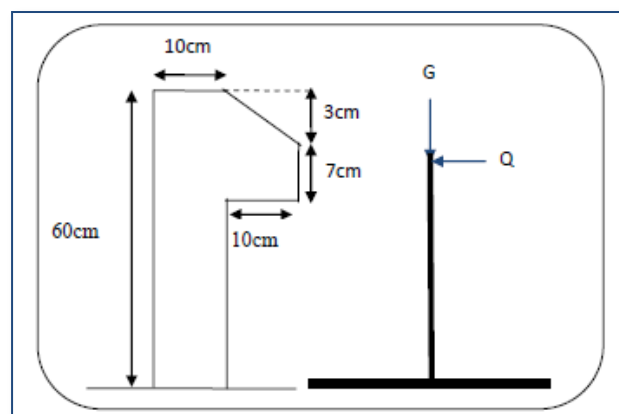


Figure. III.1. Vue en plan d'un acrotère.

2- Mode de travail :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m dont les dimensions sont les suivantes :

- ✓ Largeur $b=100\text{cm}$.
- ✓ Hauteur $H=60\text{cm}$.
- ✓ Epaisseur $e=10\text{cm}$.

3- Calcul de la Charge de L'acrotère :

G_1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$\checkmark \quad G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ dan/ml}$$

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ dan/ml}$$

Le poids propre : $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ dan/ml}$

- Les Surcharge d'exploitation:(D'après D.T.R.B.C.2.2)

Q : force horizontale qui sollicite l'acrotère pour terrasse inaccessible $Q=100\text{daN /ml}$

D'après RPA :

- Calcul de la force horizontale suivant la formule :

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

Où :

A : coefficient d'accélération qui dépend de la zone et le groupe d'usage.

C_p = facteur de force horizontale.

$W_p = G$ = poids de l'élément considère.

D'après RPA 99 tab 4.1 avec zone IIa :

- $A=0.15$, $C_p = 0.8$
- $W_p = 183.25\text{daN/ml}$
- $F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 183.25 = 87.96 \text{ dan/ml}$

$F = \max (Q, F_p)$

Alors on prend : $F=Q= 100 \text{ dan/ml}$

4- Sollicitation:

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N = G = 183.25 \text{ kg.}$$

$$T = Q = 100 \text{ kg.}$$

5- Combinaison d'action:**1) E.L.U :**

- $N_u = G = 183.25 \text{ dan/ml}$: On le majeur pas puisque le béton travaille dans le sens favorable.

- $M_u = 1.5 * Q * h$

$$= 1.5 * 100 * 0.6 = 90 \text{ dan/ml}$$

- $V_u = 1.5 * Q$

$$= 1.5 * 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

2) E.L.S :

$$N_{SER} = G = 183.25 \text{ dan/ml}$$

$$M_{ser} = Q * h$$

$$M_{ser} = 100 * 0.6 = 60 \text{ dan/ml}$$

III.2.1. Calcul du ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$:

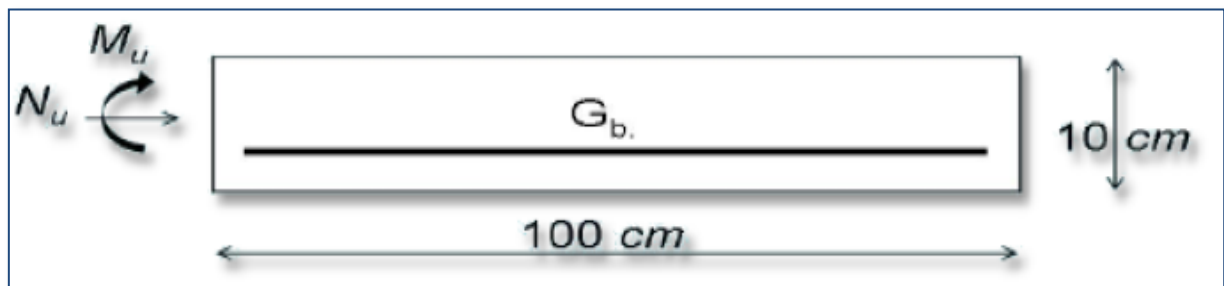


Figure. III.2. Section à ferrailer.

A- Calcule du diamètre des armatures :**Armature longitudinale :**

$$\phi_L \leq \frac{H}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm (A. 7.2.1)}$$

Donc on prend $\phi_L = 8 \text{ mm}$

Armature transversale :

$$\phi_t < \phi_L(A.7.2.2)$$

Donc on prend $Q_t=6\text{mm}$

Protection des armatures :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc l'enrobage : $C=3\text{cm}$

B) Calcul Armatures Longitudinales :**1- E.L.U :**

a) Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{90}{183.25} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{H}{2} = 0.05\text{m}$$

$$e_G = 0.49\text{m} \geq \frac{H}{2} = 0.05\text{m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

$$M_1 = Mu + Nu * \left(\frac{h}{2} - c \right) = 90 + 183.25 * 0.02 = 93.665 \text{ daN/ml}$$

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{93.665 * 10}{100 * 7 * 7 * 14.2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392$$

Donc l'armature comprimée ne sont pas nécessaires ($A=0$)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.04 \alpha = 0.994$$

$$A_F = \frac{MA}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{93.665 * 10}{348 * 0.994 * 7} = 0.387 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A_c = A_F - \frac{Nu}{\sigma_s \cdot b} = 0.387 - \frac{183.25 \cdot 10}{348 \cdot 100} = 0.334 \text{ cm}^2$$

M1	μ	α	β	$A_{\text{Flexion}} \text{ cm}^2$	$A_{\text{composé}} \text{ cm}^2$
936.665	0.013	0.016	0.994	0.387	0.334

Tableau. III.1. Résulta ferrailage de l'acrotère ELU

2. E.L.S :

- Détermination de l'excentricité du centre de pression:

$$e = \frac{\text{MSER}}{\text{NSER}} = \frac{60}{183.25} = 0.327$$

$$\frac{H}{2} - c = 0.02\text{m}$$

La section est partiellement comprimée

- La contrainte de traction d'armature:

$$\text{Fissuration Préjudiciables } \sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right)$$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} * 400, 110 \sqrt{2.1 * 1.6} \right)$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1 = \text{Mser} + \text{Nser} * \left(\frac{h}{2} - c \right) = 60 + 183.25 * 0.02 = 63.665 \text{ dan.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{63.665 * 10}{100 * 7 * 7 * 14.2} = 0.0091$$

$$\alpha_r = \frac{15 * \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + 15 * \sigma_{bc}} = 0.527$$

$$\mu_r = \frac{\alpha r}{2} \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right) = 0.217$$

$$\mu = 0.0091 \leq \mu_r = 0.217$$

Donc : l'armature comprimée ne sont pas nécessaires ($A=0$)

$$Z = d * \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right) = 7 * \left(1 - \frac{0.527}{3}\right) = 5.770 \text{ cm}$$

$$A_F = \frac{M1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{636.65}{201.6 * 5.770} = 0.547 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section à la flexion composée :

$$A \text{ composé} = A_F - \frac{N_{ser}}{\sigma_s \cdot b} = 0.547 - \frac{183.25 * 10}{201.6 * 100} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : B.A.E.L(A.4.2.1)**

$$A_{MIN}^{BAEL} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} * \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d} = 0.23 * 100 * 7 * \frac{2.1}{400} * \frac{4.9 - 0.45 * 7}{4.9 - 0.185 * 7} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A^u ; A^{ser}; A^{\min}) \quad A^{\min} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal d'armature longitudinale: BAEL(B.5.3.1)**

$$A \geq 0.0025 * b * h \longrightarrow A \geq 0.0025 * 100 * 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_L; A^{\min}) = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_L = 5\emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

III.2.2. Vérification de l'effort tranchant :

D'après l'article (A5 1.2.11) de BAEL91 fissuration préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \text{ et } b = b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 * 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 * 70} = 0.021 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

- **Armatures de répartition : art (A.8.2.41)**

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.625 \text{ cm}^2$$

Alors on prend 3Ø6

- **Espacement des armatures : art(B.5.3.3)**

$$e_L \leq \min(2.5h, 25 \text{ cm}) \text{ et } e_L = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$e_L \leq 25 \text{ cm} \quad \text{donc } e_L = 20 \text{ cm}$$

- **L'espacement des armatures de répartition :**

$$e_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

$$e_t = 33.33 \text{ cm}$$

III.2.3. Présentation du ferrailage :

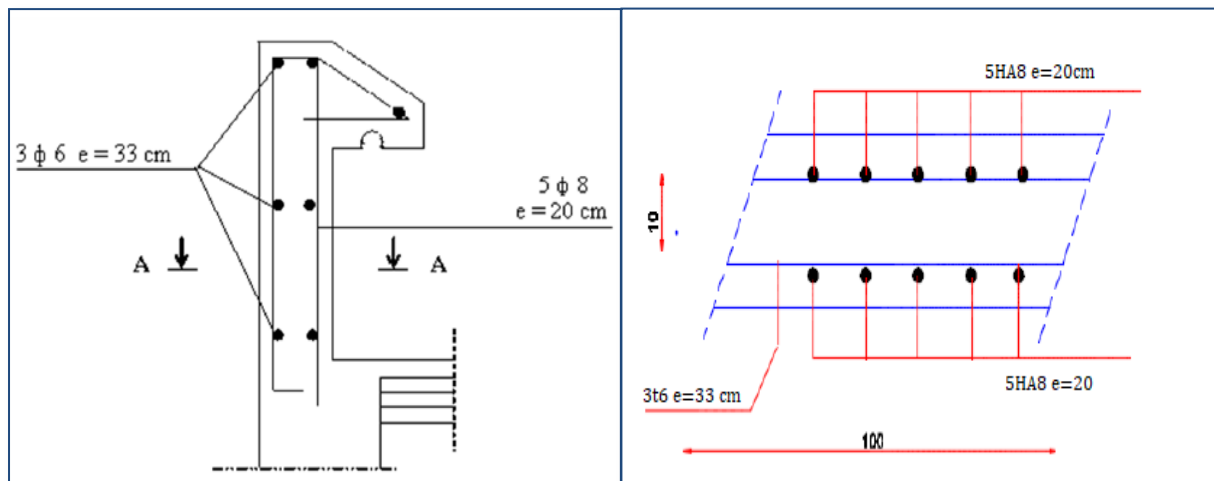


Figure. III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Les escaliers :

III.3.1. Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

1/Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur

2/ Combinaison des charges :

- La volée :

$$G = 7.265 \text{ KN/m}^3$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^3$$

- Le palier :

$$G = 5.04 \text{ KN/m}^3$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^3$$

3/ Combinaison d'actions :

E.L.U :

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$$

E.L.S :

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

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

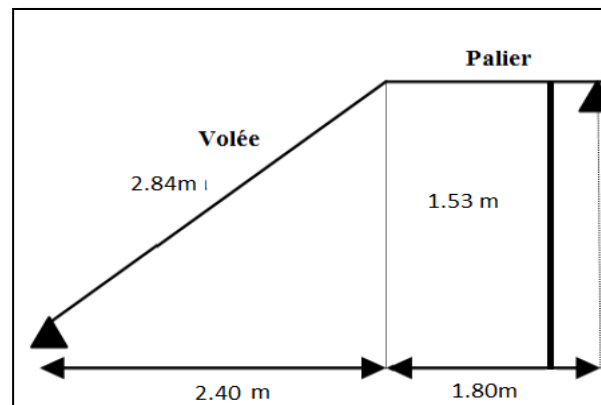


Figure. III.4. Schéma statique d'escalier

Combinaison	La volée (P1)	Le palier (P2)
E.L.U (N/ml)	13557.75	10554
E.L.S (N/ml)	9765	7540

Tableau.III.2. Calcul des combinaisons

4/Détermination des sollicitations :

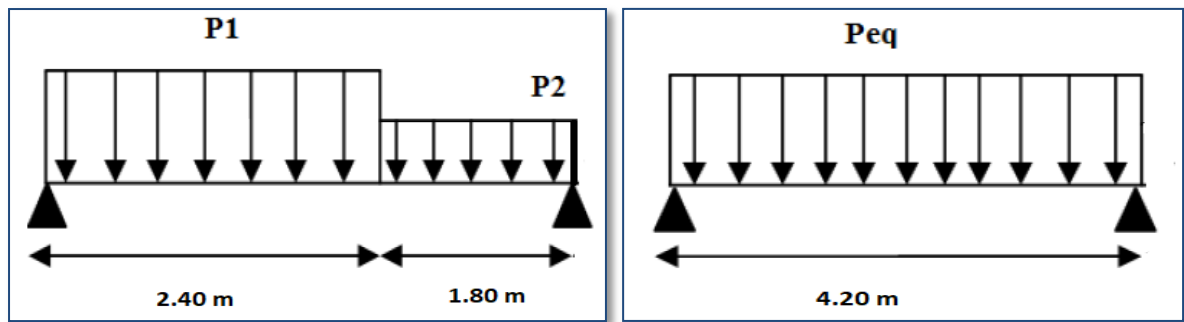


Figure. III.5. Schéma de charges équivalentes

- La charge équivalente :

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

A L'E.L.U:

$$P_{eq} = \frac{13557.75 * 2.4 + 10554 * 1.80}{2.4 + 1.80} = 12270.43 \text{ N/ml}$$

A L'E.L.S:

$$P_{eq} = \frac{9765 * 2.4 + 7540 * 1.8}{2.4 + 1.80} = 8811.43 \text{ N/ml}$$

- Calcul des moments à E.LU :

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8} = \frac{12270.43 \times 4.20^2}{8} = 27056.30 \text{ (N.m)}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 22997.86 \text{ (N.m)}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 8116.89 \text{ (N.m)}$$

- Calcul de l'effort tranchant à E.LU :

$$T = p_{eq} \frac{l_{eq}}{2} = \frac{12270.43 * 4.20}{2} = 25767.903 \text{ N}$$

- Calcul des moments à E.L.S :

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8} = \frac{8811.43 * 4.20^2}{8} = 19429.21 \text{ N.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 16514.82 \text{ N.m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 5828.76 \text{ N.m}$$

• **Calcul de l'effort tranchant à E.L.S :**

$$T = p_{eq} \frac{l_{eq}}{2} = \frac{8811.43 * 4.20}{2} = 18504.003 \text{ N}$$

Diagramme des moments et l'effort tranchant de l'escalier

Tableau récapitulatif :

	P_{eq} (N/ml)	M_0 (N.m)	$M_a = 0.3 M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	T_u (N)
E.L.U	12270.43	27056.30	8116.89	22997.86	25767.903
E.L.S	8811.43	19429.21	5828.76	16514.82	18504.003

Tableau. III.3. Les résultats des moments et l'effort tranchant de l'escalier.

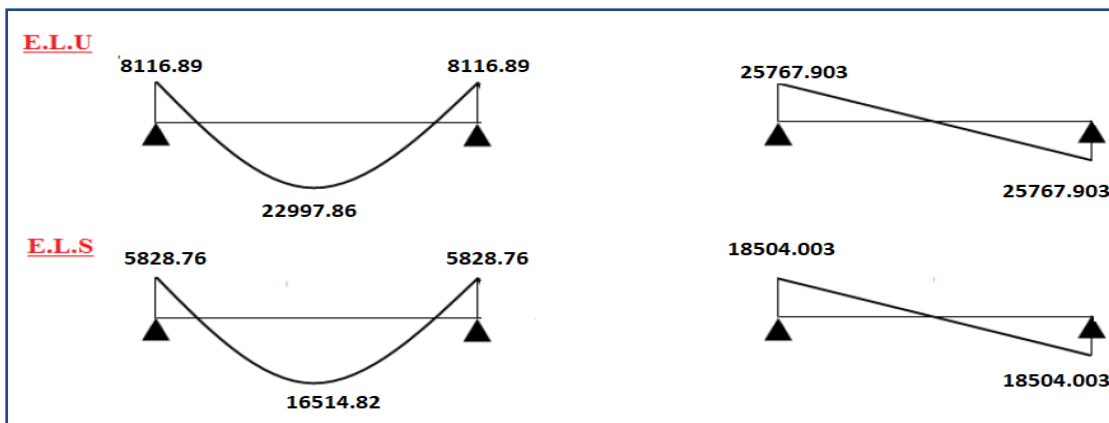


Figure. III.6. Diagramme des moments et d'effort tranchant de l'escalier.

III.3.2. Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur :

a) Les armatures longitudinales :

$h = 16 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$\Phi \leq \frac{H}{10} = \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm}$

$C = 1 + \frac{\Phi}{2} = 1.8$

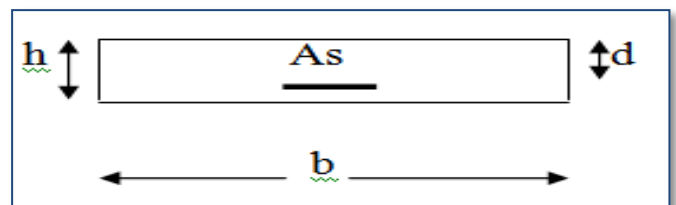


Figure. III.7. Section à ferrailer

On prend ($c=2 \text{ cm}$)

$d = h - c : d = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPA}; f_e = 400 \text{ MPA}, \sigma_s = 348 \text{ MPA}; \mu_l = 0.392.$

1) E.L.U

- La section de ferrailage au niveau du travée:

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{22997.86}{14.2 * 1 * 140 * 140} = 0.082 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. (A=0)

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 * 0.082}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.082}) = 0.0963$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.193 = 0.961$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22997.86 * 1000}{348 * 0.961 * 140} = 4.91 \text{ cm}^2$$

- La section de ferrailage au niveau de l'appui :

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{8116.89}{14.2 \times 1 \times 140^2} = 0.0291$$

$$\text{Alors : } \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0291}] = 0.0332$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.064 = 0.986$$

$$AS = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$AS = \frac{8116.89 * 1000}{348 \times 0.986 \times 140} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Désignation	Mu(N.m)	μ	μ_l	Condition	A'	β	α	As(cm ²)
travée	22997.86	0.082	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.961	0.0963	4.91
Appui	8116.89	0.0291	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.986	0.0332	1.70

Tableau. III.4. Les armatures longitudinales à E.L.U.

2) ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ . La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.0963	22997.86	16514.82	1.40	25	0.446	Vérifiée
appui	0.0332	8116.89	5828.76	1.40	25	0.446	Vérifiée

3) Condition de non fragilité: BAEL91 (A.4.2, 1)

$$\rho \geq 0.23b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

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

$$\text{En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

4) Pourcentage minimale: B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$\text{En travée : } A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A'_m \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Elements	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	choix
Appui	1.70	1.69	1.6	1.70	2.51	5HA8 = 2.51
Travée	4.91	1.69	1.6	4.91	5.52	5HA12 = 5.52

Tableau. III.5. Les sections armatures longitudinales l'escalier.

b) Armatures de répartition :

- En travée:

$$A_t = \frac{A}{4} = \frac{5.52}{4} = 1.38 \text{ cm}^2$$

- Sur appui:

$$A_a = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2$$

Elements	A_{cal} (cm ²)	A_r (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	choix
Appui	2.51	0.6275	0.85	3HA6
Travée	5.52	1.38	2.01	4HA8

Tableau. III.6. Les Armatures de répartition.

- **Espacement entre les armatures :** (BAEL 91 A.8.2.42)

a) Armatures longitudinales :

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures transversales :

$$St \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (60; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis: } St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

III.3.3. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1, 21)

- La condition de résistance à l'effort tranchant est : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte tangente : BAEL91 (A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

v_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U

b_0 : Désigne largeur.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$v_u^{\max} = 25767.903$$

$$\tau_u = \frac{25767.903}{1000 \times 140} = 0.184 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \quad (\text{BAEL91 art.5.1, 211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0,184 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$, donc le ferrailage transversale n'est pas nécessaire.

III.3.4. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad M_t = 0,85M_0$$

$$(16/420)=0.038 \leq 0.085 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$4.91/(100*14) = 0.0035 \leq 4.2/400 = 0.0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{h}{l} \leq \frac{1}{16}$$

$$(16/420)=0.038 \leq 0.0625 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

III.3.5. Evaluation des flèches :

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec :

$f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

-La paillasse :

- **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 * 16 * \frac{16}{2} * 15 * 5.52 * 14}{100 * 16 + 15 * 5.52} = 8.295 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 16 - 8.295 = 7.71 \text{ cm}$.

- **Calcul du moment d'inertie rendue homogène :**

$$I_o = \left(\frac{b * h^3}{12} + b * h * \left(\frac{H}{2} - Y_G \right)^2 \right) + \eta \cdot A * (d - y_G) * 2$$

$$I_o = 36967.467 \text{ cm}^2$$

- **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5,52}{100 \cdot 14} = 0,00394$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00394} = 5,33$$

- **-Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 2,131$$

III.3.6. Calcul des moments fléchissant a E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

III.3.6.1 : Charge avant mise du revêtement(J) :

$$J_{eq} = \frac{(G_{dalle\ plaine} \times L_{palier}) + (poide\ de\ la\ paillasse + poide\ de\ marche) \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{(4000 \cdot 1,80) + (4575 + 1650) \cdot 2,40}{1,80 + 2,40} = 5271,4\ N/ml$$

III.3.6.2. Charge après mise du revêtement(g) :

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(5040 \cdot 1,80) + (7265 \cdot 2,40)}{1,80 + 2,40} = 6311,43\ N/ml$$

Charge à l'ELS $\implies P = g_{eq} + Q = 6311,43 + 2500 = 8811,43\ N$

III.3.6.3. Les moments correspondants :

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \lambda^2}{8} = \frac{6311.43 * 4.20^2}{8} = 13916.71 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \lambda^2}{8} = \frac{5271.4 * 4.20^2}{8} = 11623.437 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \lambda^2}{8} = \frac{8811.43 * 4.20^2}{8} = 19429.21 \text{ N.m}$$

III.3.6. 4. Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\rho_l = \rho \cdot 100 = 0.00349 \times 100 = 0.349$$

$$\beta_l = 0.90825 : \text{Tableau BAEL 91 page 316}$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_t \times \beta_l \times d} = \frac{11623.437}{5.52 \times 0.90825 \times 14} = 165.60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_l \times d} = \frac{13916.71}{5.52 \times 0.90825 \times 14} = 198.27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_l \times d} = \frac{19429.21}{5.52 \times 0.90825 \times 14} = 276.81 \text{ Mpa}$$

III.3.6. 5. Calcul de coefficients μ :

$$\mu_j = \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.00349 * 165.60 * 2.1} = 0.756$$

$$\mu_g = \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.00349 * 198.27 * 2.1} = 0.632$$

$$\mu_p = \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.00349 * 276.81 * 2.1} = 0.453$$

- **Module de déformation longitudinale instantané :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPA}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPA}$$

III.3.6.6. Calcul des inerties :

$$I_o = 36967.467 \text{ cm}^2$$

$$I_j = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 * 36967.467}{1 + 5.33 * 0.756} = 8085.172 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 * 36967.467}{1 + 5.33 * 0.632} = 9308.379 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 * 36967.467}{1 + 5.33 * 0.453} = 11909.308 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 * 36967.467}{1 + 2.131 * 0.632} = 17327.574 \text{ cm}^4$$

III.3.6.7. Flèche correspondant :

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{11623.437 \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 8085.172} = 0.788 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{13916.71 \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 9308.379} = 0.819 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{19429.21 \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 11909.308} = 0.894 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_v} = \frac{13916.71 \times 4.20^2}{10 \times 10818.9 \times 17327.574} = 1.31 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) = (1.31 - 0.788) + (0.894 - 0.819) = 0.597 \text{ cm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

$$\Delta F_{tot} = 0.597 \leq F_{adm} = \frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5 \text{ m ; } L = 4.20 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{4.20}{500} = 0.84$$

$$\Delta F_{tot} = 0.597 \text{ cm} \leq F_{adm} = 0.84 \text{ cm} \dots \dots \text{ (condition vérifiée).}$$

III.3.7. Ferrailage de l'escalier :

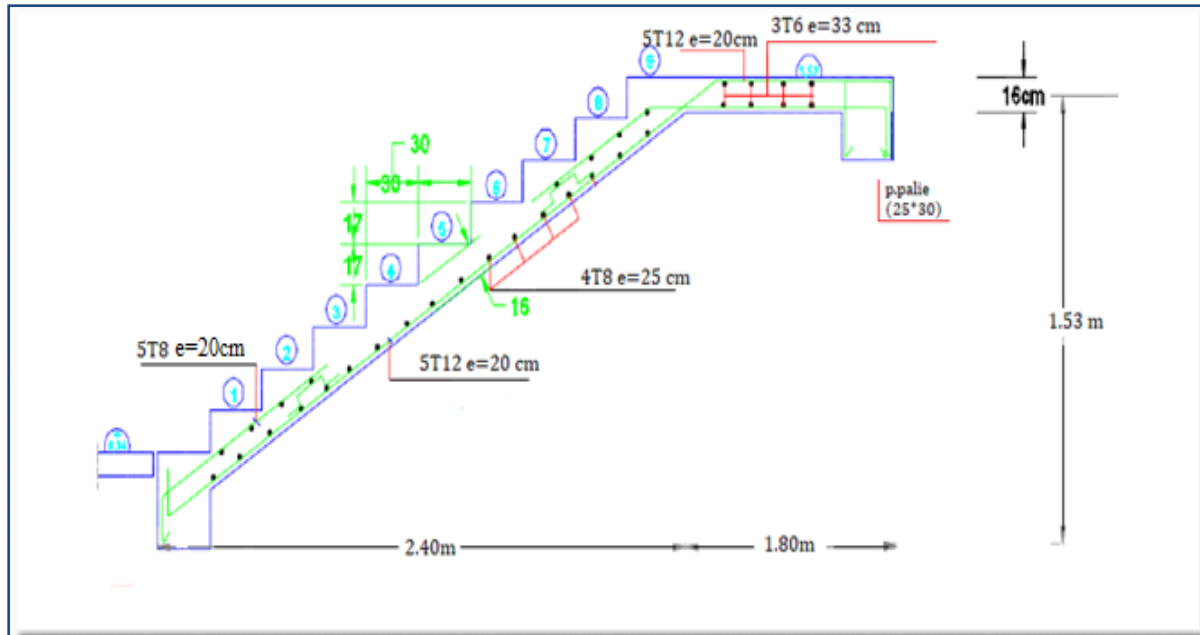


Figure. III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4. Balcon

Dans les bâtiments à usage d'habitation, le balcon est un élément décoratifs, les balcons sont ancrés dans les poutres et sont sollicités en flexion simple. Le type étudié est représenté sur la figure ci-dessous :

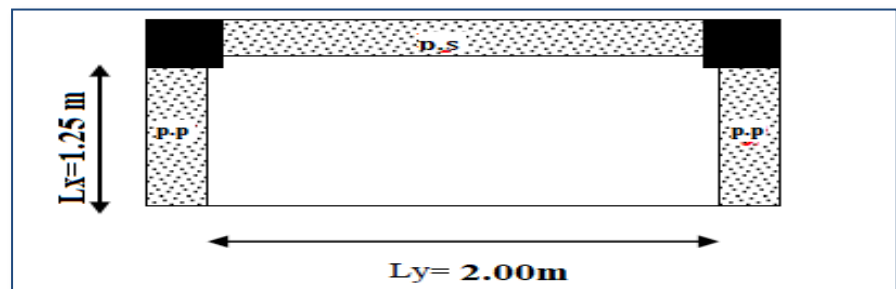


Figure.III.9. Schéma du balcon

1-Méthode de calcul :

.Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple due à :

- G : la charge permanente
- Q : la Surcharge d'exploitation.
- P : la charge des murs extérieurs et l'acrotère.

2-Évaluation des charges :

- **Terrasse :**

$g = G \times 1m = 5.10 \text{ KN/ml}$ (charge permanentes).

$q = Q \times 1m = 1 \text{ KN/ml}$ (surcharge d'exploitation)

$P = 1.83 \times 1m = 1.83 \text{ KN/ml}$ (Poids de l'acrotère)

- **Étage courant :**

$g = G \times 1m = 4.4 \text{ KN/ml}$ (charge permanentes).

$q = Q \times 1m = 3.5 \text{ KN/ml}$ (surcharge d'exploitation).

$P = 2.81 \times 2.60m = 7.306 \text{ N/ml}$ (poids du mur extérieure).

	charge permanentes	surcharge d'exploitation	Poids de l'acrotère
tresses	5.10 KN/ml	1 KN/ml	1.83 KN/ml
Étage courant	4.4 KN/ml	3.5 KN/ml	7.306N/ml

Tableau. III.7. Résultat Évaluation des charges balcon

3- Combinaison des charges:

- **Terrasse :**

E.L.U: $P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (5.10 + 1.83) + 1.5(1) = 10.86 \text{ KN/ml}$

E.L.S: $P_{ser} = g + q = 7.93 \text{ KN/ml}$.

- **Étage courant :**

E.L.U: $P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (4.4 + 7.306) + 1.5 (3.5) = 21.06 \text{ KN/ml}$

E.L.S: $P_{ser} = g + q = 15.206 \text{ KN/ml}$

	E.L.U (KN/ml)	E.L.S (KN/ml)
Terrasse	10.86	7.93
Étage courant	21.06	15.206

Tableau III.8. Résultat Combinaison des charges

4- Le calcul de sollicitations :

$$\varphi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.25}{2.00} = 0.625 > 0.4 \text{ (la dalle travaillant dans deux sens)}$$

Deux cas :

$$1^{\text{er}} \text{ cas : Si } L_x \geq \frac{L_y}{2}$$

$$M_y = \frac{p l_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{p l_y^3}{48}$$

$$M_x = \frac{p l_y^3}{24}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas : Si } L_x \leq \frac{L_y}{2}$$

$$M_x = \frac{p l_x^3}{6}$$

$$M_y = \frac{p l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 p l_x^3}{3}$$

Donc :

$$L_x = 1.25m$$

$$L_y = 2.00m$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas : Si } L_x = 1.25m \geq \frac{2}{2} = 1m$$

$$M_y = \frac{p l_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{p l_y^3}{48}$$

$$M_x = \frac{p l_y^3}{24}$$

5- Calcul des moments :

- terrasse:

À l'ELU :

$$P_u = 10.86 \text{ kN/ml}$$

$$M_y = \frac{10.86 * 2^2}{8} \left(1.25 - \frac{2}{2} \right) + \frac{10.86 * 2^3}{48} = 3.167 \text{ KN.m}$$

$$M_x = \frac{10.86 * 2^3}{24} = 3.62 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$Max = May = 0.3 \times Mx$$

$$Max = May = 0.3 \times 3.62 = 1.09 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$Mtx = 0.85 \times Mx = 0.85 \times 3.62 = 3.077 \text{ KN.m}$$

$$Mty = 0.85 \times My = 0.85 \times 3.167 = 2.692 \text{ KN.m}$$

$$Pu = 10.86 \text{ kN/ml}$$

Pu(KN)	My(KN.m)	Mx(KN.m)	Mtx(KN.m)	Max(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
10.86	3.167	3.62	3.077	1.09	2.692	1.09

Tableau. III.9. les Moments du balcon terrasse (ELU)

A l'ELS :

$$P_{ser} = 7.93 \text{ KN/ml}$$

Pu(KN)	My(KN.m)	Mx(KN.m)	Mtx(KN.m)	Max(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
7.93	2.313	2.643	2.247	0.793	1.966	0.793

Tableau. III.10. Les Moments du balcon terrasse (ELS)

- Etage courant :

À l'ELU :

$$Pu = 21.06 \text{ KN/ml}$$

Pu(KN)	My(KN.m)	Mx(KN.m)	Mtx(K.m)	Max(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
21.06	6.143	7.02	5.967	2.106	5.222	2.106

Tableau. III.11. Les Moments du balcon de l'étage courant

À l'ELS :

$$P_{ser} = 16610.5 \text{ N/ml}$$

Pu(KN)	My(KN.m)	Mx(KN.m)	Mtx(K.m)	Max(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
15.206	4.435	5.069	4.309	1.521	3.770	1.521

Tableau III.12. Les Moments du Balcon de l'étage courant

III.4.1. Calcul du ferrailage du balcon terrasse :

On va calculer le balcon le plus sollicité et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

Pour les balcons la fissuration est considérée peu nuisible.

On donc prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$.

- **ELU sens Y :**

$$M_{ty} = 2.692 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 1.09 \text{ KN.m}$$

- **La section de ferrailage au niveau de la travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2692}{14.2 * 1 * 100 * 100} = 0.0189 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A=0$)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0189}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0189}) = 0.0214$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 * 0.0214 = 0.991$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2692 * 1000}{348 * 0.991 * 100} = 0.78 \text{ cm}^2$$

- **La section de ferrailage au niveau de l'appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1090}{14.2 * 1 * 100 * 100} = 0.00767 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A=0$)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 * 0.00767}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.00767}) = 0.00866$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 * 0.00866 = 0.996$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1090 * 1000}{348 * 0.996 * 100} = 0.314 \text{ cm}^2$$

- **ELU : sens x**

$$M_{tx} = 3.077 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 1.09 \text{ KN.m}$$

- **La section de ferrailage de la travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3077}{14.2 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 100} = 0.0216 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A_c=0$)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0216}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0216}) = 0.0245$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0245 = 0.990$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3077 \cdot 1000}{348 \cdot 0.990 \cdot 100} = 0.89 \text{ cm}^2$$

- **La section de ferrailage au niveau de l'appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1090}{14.2 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 100} = 0.00767 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A_c=0$)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.00767}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.00767}) = 0.00866$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.00866 = 0.996$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1090 \cdot 1000}{348 \cdot 0.996 \cdot 100} = 0.314 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2.1)**

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

$$\text{En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal des armatures** : BAEL91 (art B.6.4)

$$\text{En travée : } A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A'_m \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Eléments	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	$\mu 1$	α	β	$A_{\text{Cal}} \text{ cm}^2$	$A_{\min} \text{ cm}^2$	$A'_{\min} \text{ cm}^2$	$A_{\text{adpt}} (\text{cm}^2)$
Appui	1.090	0.00767	0.392	0.00866	0.996	0.314	1.21	1.2	3HA8=1.51
Travée	2.692	0.0189	0.392	0.0214	0.991	0.78	1.21	1.2	3HA8=1.51

Tableau. III.13. Ferrailage du balcon terrasse à l'E LU : sens y

Eléments	M_{\max} (KN.m)	μ	$\mu 1$	α	β	$A_{\text{Cal}} \text{ cm}^2$	$A_{\min} \text{ cm}^2$	$A'_{\min} \text{ cm}^2$	$A_{\text{adpt}} \text{ cm}^2$
Appui	1.090	0.00767	0.392	0.00866	0.996	0.341	1.21	1.2	3HA8=1.51
Travée	3.077	0.0216	0.392	0.0245	0.990	0.89	1.21	1.2	3HA8=1.51

Tableau. III.14. Ferrailage du balcon terrasse à l'E LU : sens x

III.4.2. Vérification de l'effort tranchant:

- La condition de résistance à l'effort tranchant est : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} : \text{La contrainte tangente : BAEL91 (A.5.1, 1)}$$

v_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U

b : Désigne largeur.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$v_u^{\max} = \frac{p_u \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_x + l_y} = \frac{10860 \cdot 1.25 \cdot 2}{2 \cdot 1.25 + 2} = 6033.33 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{6033.33}{1000 \times 100} = 0.060 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1, 211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.060 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc : il n'y a pas de prévoir des armatures transversales.

- **Vérification à ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s . La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	Désignation	α	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	γ	f _{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
x	Travée	0.0245	3.077	2.247	1.37	25	0.435	Vérifié
	appui	0.00866	1.090	0.793	1.37	25	0.435	Vérifié
y	Travée	0.0214	2.692	1.966	1.37	25	0.435	Vérifié
	appui	0.00866	1.090	0.793	1.37	25	0.435	Vérifié

Tableau. III.15. La vérification de la contrainte σ_s et σ_b

- **Vérification de la flèche : B A E L 91. (Art B.7.5.1)**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{0.12}{1.3} = 0.096 \geq \frac{0.85}{20} = 0.0425 \quad \text{c. v}$$

$$P = \frac{A_{ty}}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{1.51}{b \cdot d} = 0.00150 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \text{c. v}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} = \frac{0.12}{1.25} = 0.096 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c. v}$$

- **Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)**

a) Armatures longitudinales :

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(36; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } St = \frac{100}{3} = 33.33$$

$$\text{Appui: } St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \quad : \text{ On adopte } St = 33 \text{ cm}$$

III.4.3. Calcul du ferrailage du balcon de l'étage courant :

- **ELU sens x :**

$$M_{tx} = 5.967 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 2.106 \text{ KN.m}$$

- **La section de au de Travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5967}{14.2 * 1 * 100 * 100} = 0.0420 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. (A=0)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0420}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0420}) = 0.0482$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 * 0.0482 = 0.980$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5967 * 1000}{348 * 0.980 * 100} = 1.75 \text{ cm}^2$$

- **La section de ferrailage au niveau de l'appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2106}{14.2 * 1 * 100 * 100} = 0.0148 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. (A=0)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0148}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0148}) = 0.0167$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 * 0.0167 = 0.993$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2106 * 1000}{348 * 0.993 * 100} = 0.61 \text{ cm}^2$$

- **ELU : sens-y :**

$$M_{ty} = 5.222 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 2.106 \text{ KN.m}$$

- **La section de ferrailage au niveau de la travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5222}{14.2 * 1 * 100 * 100} = 0.0367 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. (A=0)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0367}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0367}) = 0.0420$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0420 = 0.9832$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5222 * 1000}{348 * 0.9832 * 100} = 1.52 \text{ cm}^2$$

- **La section au niveau de l'appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2106}{14.2 * 1 * 100 * 100} = 0.0148 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. (A=0)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0148}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0148}) = 0.0167$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0167 = 0.993$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2106 * 1000}{348 * 0.993 * 100} = 0.61 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité: BAEL91 (art. A.4.2.1)**

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

$$\text{En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal des armatures : BAEL91 (art B.6.4)**

$$\text{En travée : } A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A'_m \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Eléments	M_{max} (KN.m)	μ	μ_1	α	β	$A_{Cal} \text{ cm}^2$	$A_{\min} \text{ cm}^2$	$A'_{\min} \text{ cm}^2$	A_{adpt} (cm^2)
Appui	2.106	0.0148	0.392	0.0167	0.993	0.61	1.21	1.2	3HA8= 1.51
Travée	5.967	0.0420	0.392	0.0482	0.980	1.75	1.21	1.2	3HA10=2.36

Tableau. III.16. Ferrailage du balcon de l'étage courant à l'E LU : sens x

Eléments	M_{max} (KN.m)	μ	$\mu 1$	α	β	A_{Cal} cm ²	A_{min} cm ²	A'_{min} cm ²	A_{adpt} (cm ²)
Appui	2.106	0.0148	0.392	0.0167	0.993	0.61	1.21	1.2	3HA8=1.51
Travée	5.222	0.0367	0.392	0.0420	0.9832	1.52	1.21	1.2	3HA10=2.36

Tableau. III.17. Ferrailage du balcon de l'étage courant à l'E LU : sens-y

III.4.4.Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1, 21)

La condition de résistance à l'effort tranchant est donnée par : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$: La contrainte tangente : BAEL91 (A.5.1, 1)

v_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U

b : Désigne largeur.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$v_u^{max} = \frac{p_u * lx * ly}{2 * lx + ly} = \frac{21060 * 1.25 * 2}{2 * 1.25 + 2} = 11700 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{11700}{1000 \times 100} = 0.117 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1, 211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,117 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA (C.V)}$$

Donc : il n'y a pas de prévoir des armatures transversales.

- **Vérification à ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ . La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si 'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	Désignation	α	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	γ	f _{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
X	Travée	0.0482	5.967	4.309	1.38	25	0.44	Vérifié
	appui	0.0167	2.106	1.521	1.38	25	0.44	Vérifié
y	Travée	0.0420	5.222	3.770	1.38	25	0.44	Vérifié
	appui	0.0167	2106	1.521	1.38	25	0.44	Vérifié

Tableau.III.18. La vérification de la contrainte σ et σ_b

- **Vérification de la flèche : B A E L 91. (Art B.7.5.1)**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{0.12}{1.3} = 0.096 \geq \frac{0.85}{20} = 0.0425 \quad \text{c. v}$$

$$P = \frac{A_{ty}}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2.36}{100 * 10} = 0.00236 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \text{c. v}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} = \frac{0.12}{1.25} = 0.096 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c. v}$$

- **Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)**

Armatures longitudinales sans x et y :

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (36; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } St = \frac{100}{3} = 33.33$$

$$\text{Appui: } St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \quad : \text{ On adopte } St = 33 \text{ cm}$$

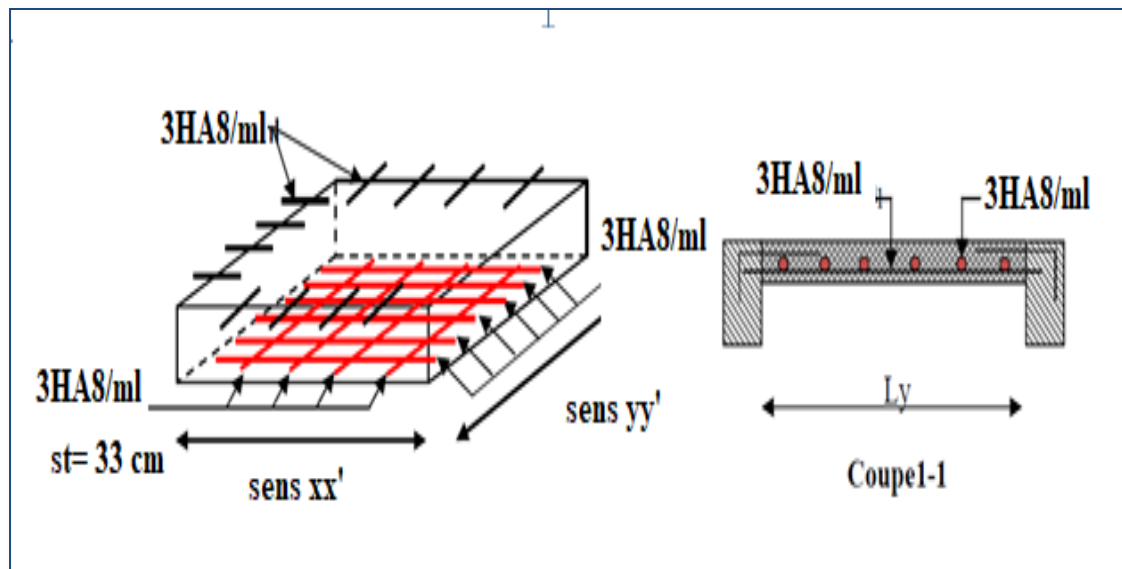
III.4.5. Schémas du ferrailage :

Figure.III.10. Schéma de ferrailage du balcon terrasse.

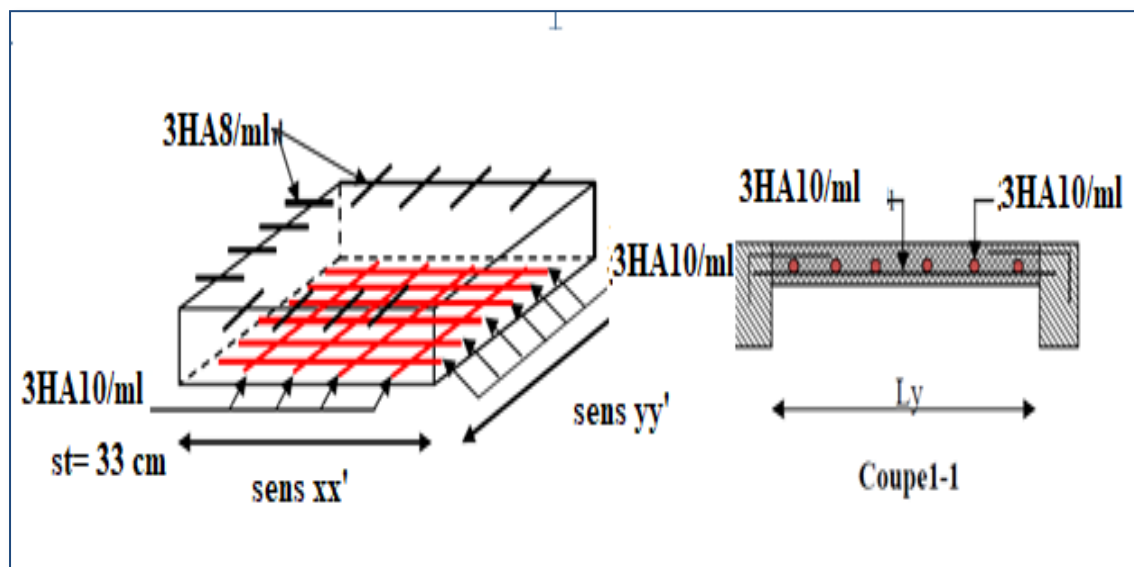


Figure.III.11. Schéma de ferrailage du balcon de l'étage courant.

III.5. Poutre palière :

III.5.1. Introduction :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

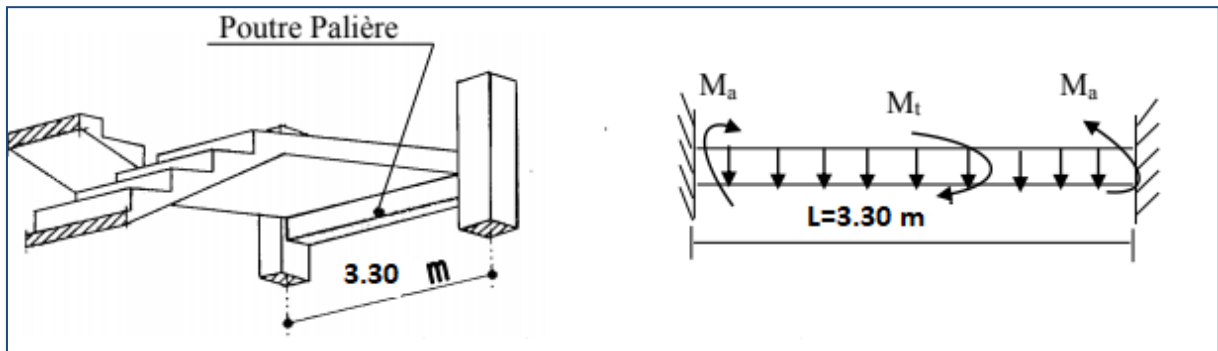


Figure.III.12. Schéma statique de la poutre de palière.

- Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BEAL91 et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003. Selon le BEAL91

Condition de la portée:

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : La plus grande portée $L_{max} = 3.30m$

La hauteur 'h' de la poutre palière.

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] 310 = (0.06 \div 0.1) 310 \text{ cm}$$

$$h = (19.8 \div 33) \text{ cm}$$

On prend: $h = 30 \text{ cm}$

La largeur de la poutre suivant cette condition:

$$b = (0.30 \div 0.40) h$$

$$b = (0.30 \div 0.40) 30 = (9 \div 12) \text{ cm}$$

On prend: $b = 25 \text{ cm}$

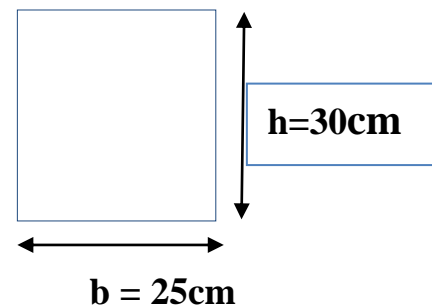


Figure .III.13. Poutre de palière

- **Condition du RPA 99: Zone sismique IIa :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions de la poutre palière égale à $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

- **-Evaluations des charges :**

- Poids propre de la poutre : $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$

- poids du mur : $1.23 \times 2.81 = 3.46 \text{ KN/ml}$

-Poids de palier: $G=5.04 \text{ KN/m}^2$

-Poids de la paillasse : $G_p=7.256 \text{ KN/m}^2$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont

$$q_u = 5.04 \times 1.8 = 9.072 \text{ KN ml}$$

$$q_u = 7.256 \times 2.40 = 17.42 \text{ KN ml}$$

$$\text{Donc : } p_{eq} = \frac{9.072 + 17.42}{2} + 3.46 + 1.875 = 18.57 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'action:**

- À l'ELU : $p_u = 1.35 \times 18.578 + 1.5 \times 2.5 = 28.83 \text{ KN/ml}$

- À l'ELS : $p_{ser} = 18.578 + 2.5 = 21.07 \text{ KN/ml}$

III.5.2. calcul Ferrailage :

ELU :

Moment en travée :

$$M_t = \frac{p_u \cdot l^2}{24} = \frac{28.83 \cdot 3.30 \cdot 3.30}{24} = 13.080 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_a = \frac{p_u \cdot l^2}{12} = \frac{28.83 \cdot 3.3 \cdot 3.3}{12} = 26.16 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{p_u * l^1}{2} = \frac{28.33 * 3.3^1}{2} = 47.57 \text{ KN}$$

- Ferrailage En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13080}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0505 < \mu_l = 0.392$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées $A=0$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0505}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0505}) = 0.05832$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.193 = 0.9766$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{13080}{348 \times 0.9766 \times 27} = 1.425 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage sur appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{26160}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.101 < \mu_l = 0.392$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées $A'=0$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 * 0.101}]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.101}) = 0.120$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.193 = 0.9519$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{26160}{348 \times 0.9519 \times 27} = 3 \text{ cm}^2$$

III.5.3. Vérification à ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$M_{SER} = \frac{p_{ser} l^2}{24} = \frac{21.07 * 3.3^2}{24} = 9.56$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{SER}} = \frac{13.08}{9.56} = 1.368$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{2.1}{100} = 0.205$$

$$\alpha = 0.0505 \leq \bar{\alpha} = 0.205 \quad \text{condition vérifié}$$

Sur appui :

$$\alpha = 0.0505 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$M_{SER} = \frac{p_{ser} l^2}{24} = \frac{21.07 * 3.3^2}{24} = 9.56$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{SER}} = \frac{13.08}{9.56} = 1.368$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{2.1}{100} = 0.205$$

$$\alpha = 0.102 \leq \bar{\alpha} = 0.205 \quad \text{condition vérifier}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0,81 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimale : BAEL91 (B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 30 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 25 \times 30 \Rightarrow A'_{min} \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale : RPA99**

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

III.5.4. vérification de l'effort tranchant:

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est peu préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 Art A.5.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{47.57}{0.30 \cdot 0.25} = 634.266 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 0.634 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.634 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifier}$$

• **-Espacement des armatures transversales :**

$$\checkmark \text{ Dans la zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (30/4 ; 12*1.2 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Dans la zone courante : } s' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow s' \leq 15 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } s' = 15 \text{ cm}$$

• **La quantité des armatures transversales :**

$$\checkmark \text{ BAEL91: (art A.5.1,2)}$$

$$A_t \geq 0.4 \cdot b_0 \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 25 \frac{15}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,64 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ RPA 99:}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S \cdot b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t \text{ BAEL}}, A_{t \text{ RPA}}) \Rightarrow A_t = A_{t \text{ RPA}} = 1,125 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $3\phi 8$ (1.51 cm^2)

III.5.5. Vérification de la flèche : BAEL 91. (B.7.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; M_t = 0,85M_0$$

$$\frac{30}{330} = 0.0909 \geq \frac{13.080}{10 * 39.24} = 0.0335 \dots \dots \dots \text{ c. v}$$

$$\frac{A}{B_0 * D} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{4.62}{25 * 27} = 0.00684 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ c. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{35}{330} = 0.0909 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{ c. v}$$

III.5.6. Calcul de la poutre à la torsion

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH :

(BAEL91 (art .A.5.4):

$$A_t = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

e: épaisseur de la paroi au point considérée.

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

$$\Omega = (h - e) + (b - e) = 538.500 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4.16 \text{ cm}$$

Le moment de torsion est $M_{TOR} = M_{APPUIS}(\text{escalier}) = 8116.89 \text{ N.m}$

$$T_{uv} = \frac{8116.89}{2 \times 538.50 \times 4.16} = 1.81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{ cv}$$

$$U = 2((h - e) + (b - e)) = 2 * ((30 - 4.16) + (25 - 4.16)) = 93.36 \text{ cm}$$

$$A_T = \frac{93.36 * 8116.89}{2 * 538.50 * 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

III.5.7. Choix de ferrailage :

SECTION	FLEXION (cm ²)	TORSION (cm ²)	A _T (cm ²)	A _{min} cm ²	A _{adopt} cm ²	BARRES
travée	1.425	1.01	2.44	3.75	3.39	3HA12
Appui	3	1.01	4.76	3.75	5.75	3HA12+3HA10

Tableau. III.19 : choix de ferrailage de la poutre palière.

III.5.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière :

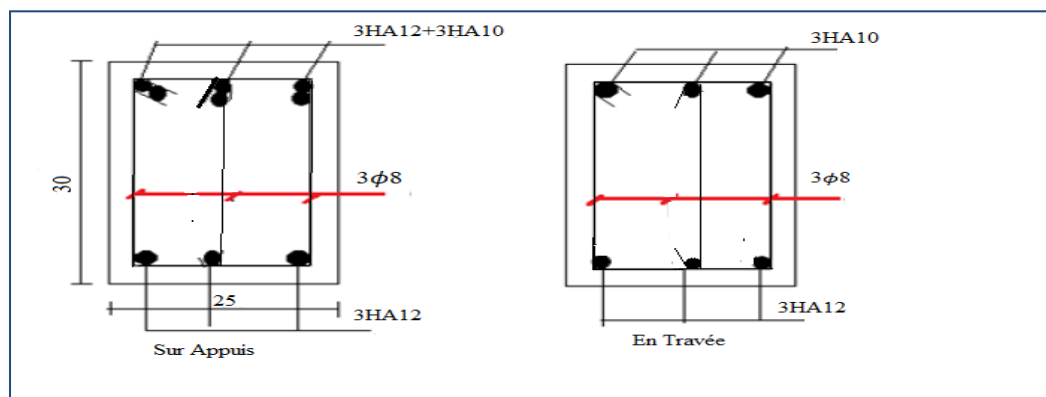


Figure.III.14. Ferrailage de la poutre palière.

III.6 . Etudes des planchers :

III.6.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- ✓ Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- ✓ Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

-Fonctions nécessaires du plancher :

- ✓ Résistance mécanique.
- ✓ Rigidité aux déformations.
- ✓ Etanchéité.
- ✓ Isolation thermique.
- ✓ Résistance à l'incendie accidentel.
- ✓ Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- ✓ Economie de matières et de fabrication.

-Conception des planchers :

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.6.2. Calcul des poutrelles :

1-méthodes forfaitaire :

Condition d'application :

- 1 - $Q \leq 2G$ Condition vérifiée.
- 2- Inertie constante (I)Condition vérifiée.
- 3 - $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ $0.8 \leq \frac{3.3}{2.35} = 1.40 \geq 1.25$ Condition n'est pas vérifiée
- 4- Fissuration peu nuisible..... Condition vérifiée.

Nous utilisons la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable **car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée**).

2-Méthode de Caquot :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

- **Calcul des moments:**

a/ Les moments sur appuis :

$M_a = 0.2M_0$... Appui de rive

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5 * (l_w + l_e)} \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaires}$$

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée ;

q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs des travées fictives « l_w » à gauche et « l_e » à droite, avec :

$l_w = l$ pour une travée de rive

$l_e = 0,8l$ pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

2/Les moments en travées :

$$M_T = \frac{q x^2}{2} + \left(\frac{q * l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) * x + M_w$$

(M_w ; M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

Dimensionnement des poutrelles :

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$

- **Valeur des efforts tranchants :**

$$T_g = \frac{q * l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_d = \frac{-q * l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Avec :

T_g : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_d : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.6.3. Les combinaisons d'action:**1- Plancher terrasse :****- Charge permanente**

$$G=6.26 \text{ KN /m}^2$$

- Surcharge d'exploitation

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

E. L. U:

$$P_U = (1.35 G + 1.5Q)*0.65$$

$$P_U = (1.35 * 6.26 + 1.5*1)*0.65 = 6.46815 \text{ KN/ml}$$

$$P_U = 6.46815 \text{ KN/ml}$$

E. L. S:

$$P_{SER} = (G + Q) * 0.65$$

$$P_{SER} = (6.26 + 1)*0.65 = 4.719 \text{ KN/ml}$$

$$P_{SER} = 4.719 \text{ KN/ml}$$

2- Plancher courant :**- Charge permanente :**

$$G=5.25 \text{ KN /m}^2$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q=1.5 \text{ KN /m}^2$$

E. L. U :

$$P_U = (1.35 G + 1.5Q)*0.65$$

$$P_U = (1.35 * 5.25 + 1.5*1.5)*0.65 = 6.069 \text{ KN/ml}$$

$$P_U = 6.069 \text{ KN/ml}$$

E. L. S:

$$P_{SER} = (G + Q) * 0.65$$

$$P_{SER} = (5.25 + 1.5)*0.65 = 4.3875 \text{ KN/ml}$$

$$P_{SER} = 4.3875 \text{ KN/ml}$$

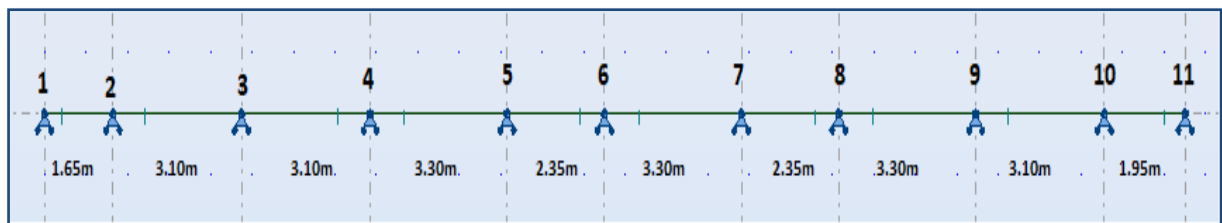
- **Calcul des planchers a corps creux :**

Nous avons deux types des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse.

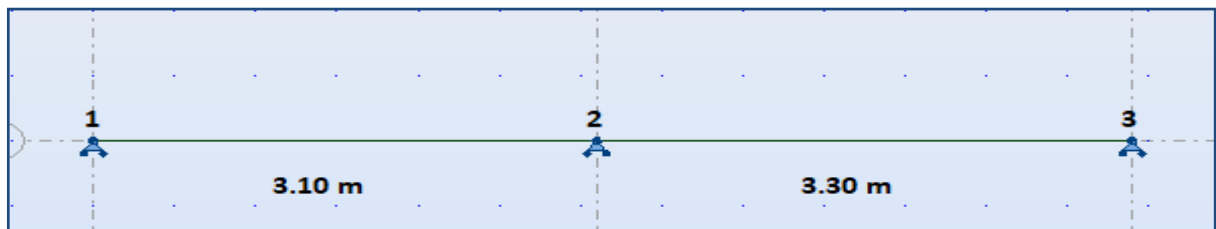
Types des nervures :

Nous avons deux (2) types des poutrelles à calculer.

Type 1 : plancher repose sur (11) appuis.



Type 2 : plancher repose sur (3) appuis.



III.6.4. Détermination des sollicitations :

1) **Plancher terrasse :**

- **Type 1 :** plancher repose sur (11) appuis

a) E.L.U :

$$PU = 6.46815 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments :**

- **Moment sur appui de rive: $M_a = 0,20M_0$**

$$M_{0u} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.46 * 1.65^2}{8} * 0.2 = 0.44 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appui intermédiaire :**

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5 * (l_w + l_e)} = \frac{6.46 * 1.65^3 + 6.46 * 2.48^3}{8.5 * (1.65 + 2.48)} = 3.633 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée :**

$$X_{Tm} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{p_u * l}$$

$$M_T = \frac{p_u X_{Tm}^2}{2} + M_w$$

$$X_{Tm} = \frac{1.65}{2} - \frac{-0.44 + 3.633}{6.46 * 1.65} = 0.525 \text{ m}$$

$$M_T = \frac{6.46 * 0.525^2}{2} = 0.44 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de x_1 et x_2 :**

$$X_1 = X_{Tm} - \sqrt{\frac{2 M_t}{p}} = 0.525 - \sqrt{\frac{2 * 0.450}{6.46}} = 0.151 \text{ m}$$

$$X_2 = X_{Tm} + \sqrt{\frac{2 M_t}{p}} = 0.525 + \sqrt{\frac{2 * 0.450}{6.46}} = 0.898 \text{ m}$$

Appuis	M.sur.appuis (KN.m)	Travée	Le et lw (m)	X_{Tm} (m)	M.sur.travée (KN.m)	Effort tranchant	
						Td (KN)	Tg (KN)
1	-0.44	1-2	1.65	0.525	0.450	-7.264	3.394
2	-3.633	2-3	3.10*0.8=2.48	1.498	3.615	-10.348	9.677
3	-4.674	3-4	3.10*0.8=2.48	1.533	2.916	-10.188	9.907
4	-5.00	4-5	3.30*0.8=2.64	1.687	4.192	-10.419	10.898
5	-4.211	5-6	2.35*0.8=1.88	1.175	0.248	-7.590	7.590
6	-4.211	6-7	3.30*0.8=2.64	1.650	4.583	-10.659	10.659
7	-4.211	7-8	2.35*0.8=1.88	1.175	0.248	-7.590	7.590
8	-4.211	8-9	3.30*0.8=2.64	1.613	4.192	-10.898	10.419
9	-5.00	9-10	3.10*0.8=2.48	1.605	3.479	-9.651	10.374
10	-3.888	10-11	1.95	1.234	1.030	-4.623	7.973
11	-0.614						

Tableau. III.20. Récapitulatif de M et T à E.L.S (Plancher terrasse, type 1)

b) E.L.S:

Type 1 : plancher repose sur (11) appuis

$$P_{SER} = 4.719 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments :

- **Moment sur appui de rive: $M_a=0,20M_0$**

$$M_a = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.719 * 1.65^2}{8} = 0.321 \text{ KN.m}$$

- **Calcule le moment sur appui :**

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5 * (l_w + l_e)} = \frac{4.719 * 1.65^3 + 4.719 * 2.48^3}{8.5 * (1.65 + 2.48)} = 2.654 \text{ KN.m}$$

- **Calcule le moment sur travée :**

$$X_{Tm} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{p_{ser} * l}$$

$$M_T = \frac{p_{ser} X_{Tm}^2}{2} + M_w$$

$$X_{Tm} = \frac{1.65}{2} - \frac{-0.321 + 2.654}{4.719 * 1.65} = 0.525 \text{ m}$$

$$M_T = \frac{4.719 * 0.525^2}{2} - 0.321 = 0.329 \text{ KN.m}$$

Calcule x1 et x2 :

$$X_1 = X_{Tm} - \sqrt{\frac{2 M_T}{p}} = 0.525 - \sqrt{\frac{2 * 0.329}{4.719}} = 0.151 \text{ m}$$

$$X_2 = X_{Tm} + \sqrt{\frac{2 M_T}{p}} = 0.525 + \sqrt{\frac{2 * 0.329}{4.719}} = 0.898 \text{ m}$$

Appuis	M.sur.appuis KN.m	Travée	Le et lw m	X_{Tm} M	M.sur.travée KN.m	Effort tranchant	
						Te KN	Tw KN
1	-0.321	1-2	1.65	0.52	0.329	-5.307	2.479
2	-2.654	2-3	3.10*0.8=2.48	1.498	2.640	-7.559	7.069
3	-3.414	3-4	3.10*0.8=2.48	1.533	2.131	-7.390	7.238
4	-3.649	4-5	3.30*0.8=2.64	1.687	3.066	-7.612	7.959
5	-3.076	5-6	2.35*0.8=1.88	1.175	0.181	-5.544	5.544
6	-3.076	6-7	3.30*0.8=2.64	1.650	3.347	-7.786	7.786
7	-3.076	7-8	2.35*0.8=1.88	1.175	0.181	-5.544	5.544
8	-3.076	8-9	3.30*0.8=2.64	1.613	3.062	-7.959	7.612
9	-3.649	9-10	3.10*0.8=2.48	1.605	2.451	-7.053	7.575
10	-2.840	10-11	1.95	1.234	0.752	-3.374	5.827
11	-0.448						

Tableau. III.21. Récapitulatif de M et T à E.L.S (Plancher terrasse, type 1)

• **Diagramme des moments et des efforts tranchants (Type 1):**

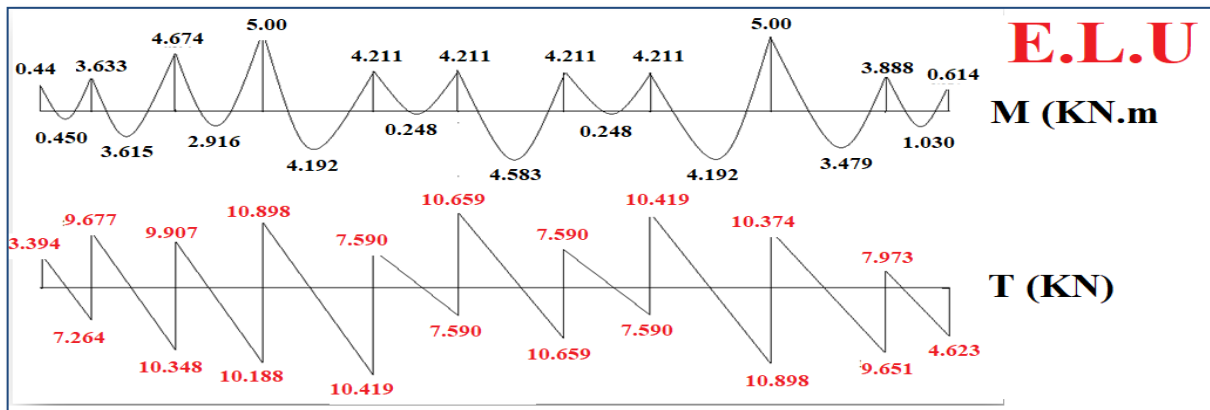


Figure .III.15. Diagramme de M et T à ELU (plancher terrasse, type 1)

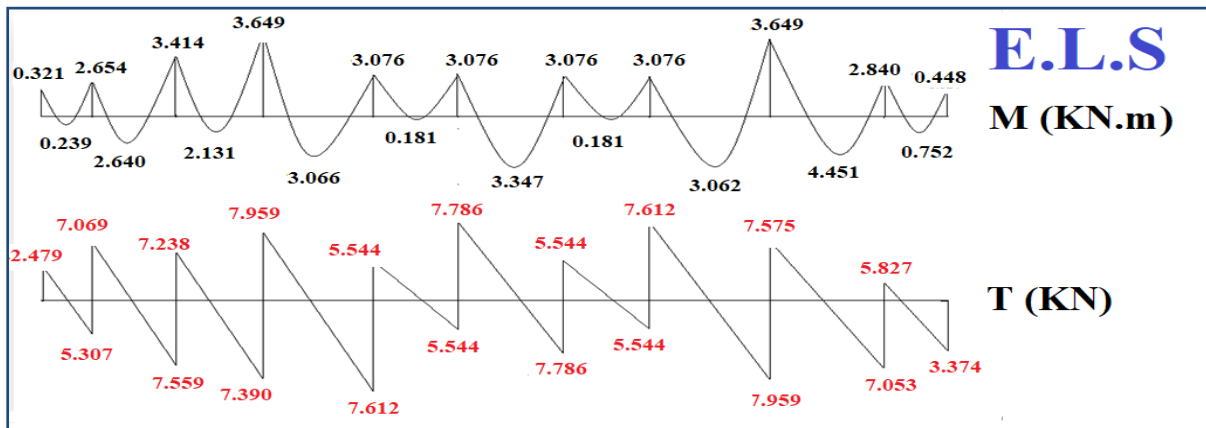
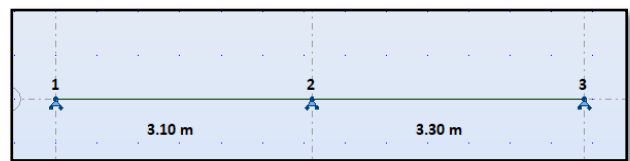


Figure. III.16. Diagramme de M et T à ELS (plancher terrasse, type 1)

• **Type 2 :** plancher repose sur (3) appuis



a) **ELU :**

PU= 6.46815 KN/ml

Figure. III.17. Type de poutrelle 2.

Appuis	M.sur.appuis KN.m	Travée	Le et lw m	X _{Tm} M	M.sur.travée KN.m	Effort tranchant	
						Te KN	Tw KN
1	-1.552	1-2	3.10	1.237	3.390	-7.995	12.030
2	-7.8052	2-3	3.30	1.933	4.263	-8.826	12.491
3	-1.758						

Tableau .III.22. Récapitulatif de M et T à E.L.U (plancher terrasse, type 2)

b) E.L.S :

$P_{SER} = 4.719 \text{ KN/ml}$

Appuis	M.sur.appuis KN.m	Travée	Le et lw m	X_{Tm} M	M.sur.travée KN.m	Effort tranchant	
						Te KN	Tw KN
1	-1.194	1-2	3.10	1.237	2.416	-8.768	5.86
2	-5.701	2-3	3.30	1.933	3.115	-6.447	9.124
3	-1.284						

Tableau .III.23. Récapitulatif de M et T à E.L.S (plancher terrasse, type 2)

- **Diagramme des moments et des efforts tranchants (Type 2):**

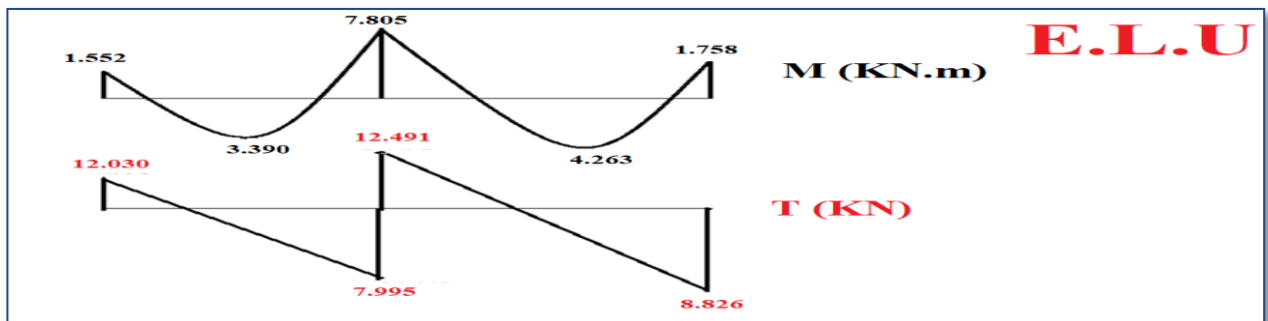


Figure.III.18. Diagramme de M et T à E.L.U (plancher terrasse, type 2)

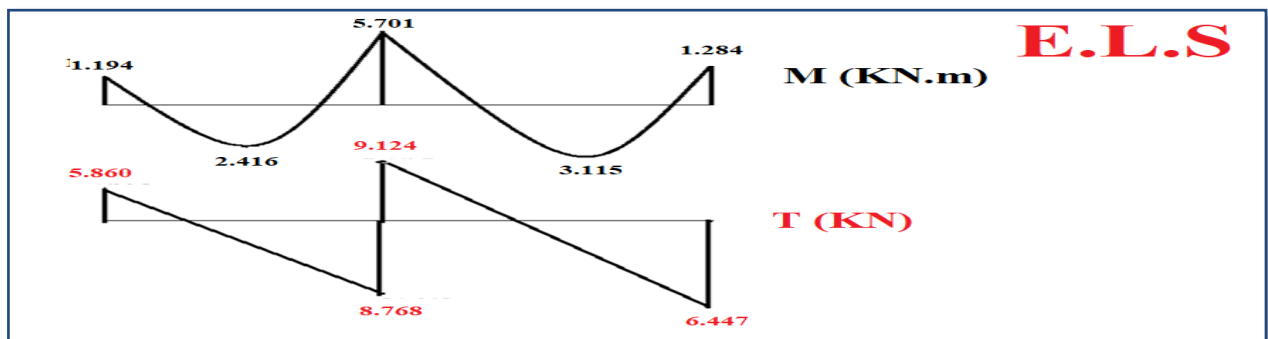


Figure.III.19. Diagramme de M et T à E.L.S (plancher terrasse, type 2)

2) **Plancher étage courant :**

- **Type 1** : plancher repose sur (11) appuis.

PU= 6.069 KN/ml : P_{SER}= 4.3875 KN/ml

Appuis	M.sur.appuis KN.m	Travée	Le et lw m	X _{Tm} M	M.en.travée KN.m	Effort tranchant	
						Te KN	TwKN
1	0.413	1-2	1.65	0.525	0.423	-6.826	3.188
2	3.414	2-3	3.10*0.8=2.48	1.498	3.396	-9.723	9.093
3	4.392	3-4	3.10*0.8=2.48	1.534	2.749	-9.505	9.311
4	4.693	4-5	3.30*0.8=2.64	1.686	3.934	-9.792	10.238
5	3.956	5-6	2.35*0.8=1.88	1.175	0.234	-7.132	7.132
6	3.956	6-7	3.30*0.8=2.64	1.650	4.306	-10.015	10.015
7	3.956	7-8	2.35*0.8=1.88	1.175	0.234	-7.132	7.132
8	3.956	8-9	3.30*0.8=2.64	1.613	3.940	-10.238	9.792
9	4.693	9-10	3.10*0.8=2.48	1.605	3.125	-9.072	9.744
10	3.650	10-11	1.95	1.234	0.971	-4.342	7.494
11	0.577						

Tableau. III.24. Récapitulatif de M et T à E.L.U (plancher étage courant, type1).

Appuis	M.sur.appuis KN.m	Travée	Le et lw m	X _{Tm} M	M.en.travée KN.m	Effort tranchant	
						Te KN	Tw KN
1	0.298	1-2	1.65	0.525	0.306	-4.950	2.292
2	2.491	2-3	3.10*0.8=2.48	1.498	2.434	-7.025	6.583
3	3.176	3-4	3.10*0.8=2.48	1.534	1.989	-6.874	6.734
4	3.394	4-5	3.30*0.8=2.64	1.686	2.845	-7.081	7.405
5	2.861	5-6	2.35*0.8=1.88	1.175	0.169	-5.158	5.158
6	2.861	6-7	3.30*0.8=2.64	1.650	3.114	-7.243	7.243
7	2.681	7-8	2.35*0.8=1.88	1.175	0.169	-5.158	5.158
8	2.681	8-9	3.30*0.8=2.64	1.613	2.849	-7.405	7.081
9	3.394	9-10	3.10*0.8=2.48	1.605	2.2603	-6.561	7.047
10	2.642	10-11	1.95	1.234	0.700	-3.139	5.421
11	0.417						

Tableau.III.25. Récapitulatif de M et T à E.L.S (plancher étage courant, type1).

• Diagramme des moments et des efforts tranchants Plancher étage courant type 1

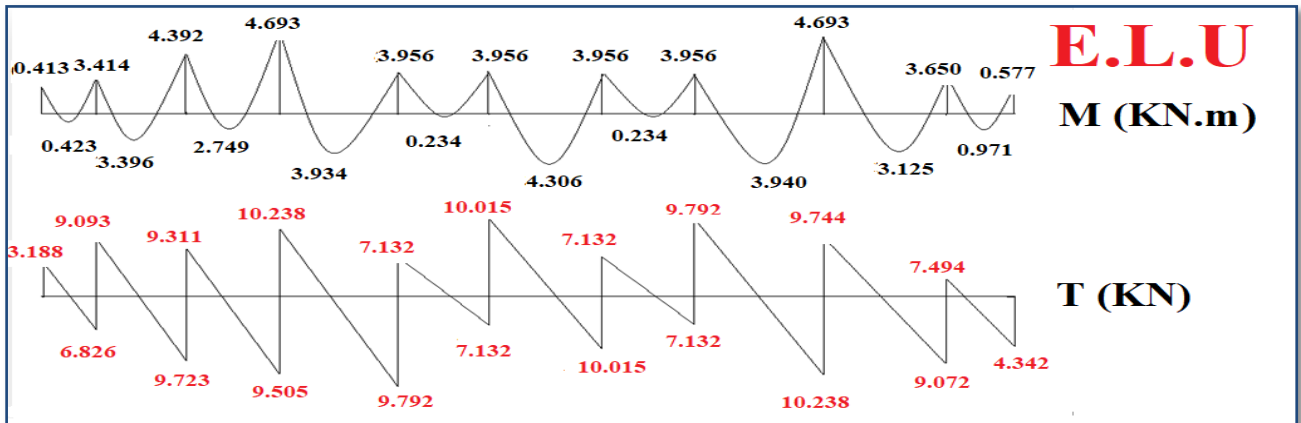


Figure.III.20. Diagramme de M et T à ELU (plancher étage courant, type 1).

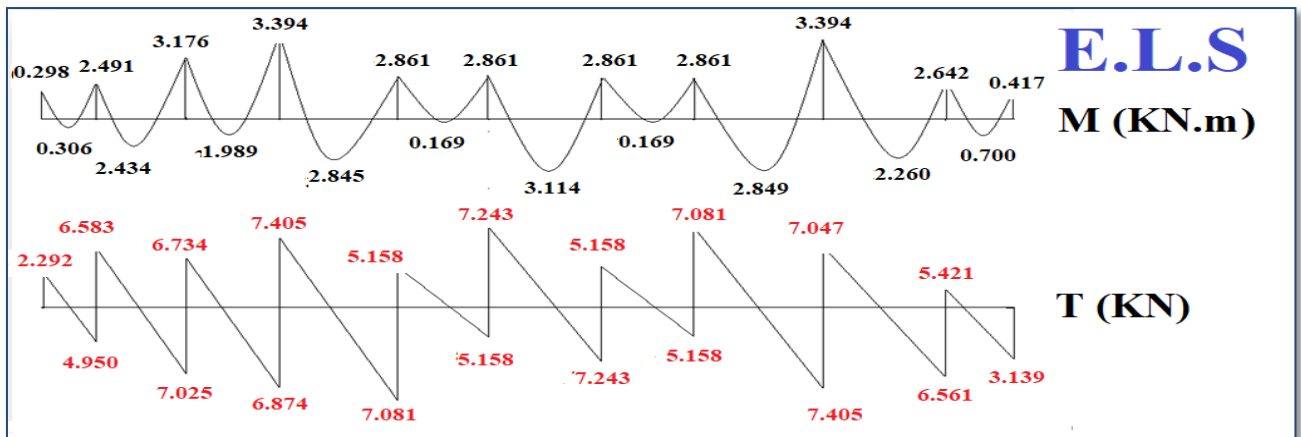


Figure.III.21. Diagramme de M et T à ELS (plancher étage courant, type 1).

III.6.5. Calcul du ferrailage de plancher :

b = 65cm b₀ = 10cm
h = 20cm h₀ = 4cm

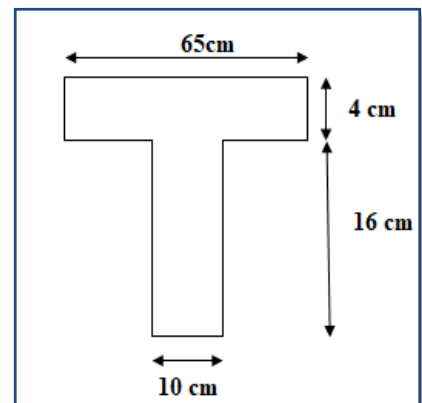
• l'enrobage :

$$C = C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

C₀ = 1cm (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$$\Phi \leq \frac{H}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$C = C_0 + \frac{\Phi}{2} = 2 \text{ cm} ; d = h - c ; d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$



- Le moment maximal sur travées et appuis :

	Travées KN.m	Appuis KN.m
ELU	4.583	7.8052
ELS	3.347	5.701

Tableau.III.26. Récapitulatif pour Le moment maximal sur travées et appuis.

- Les efforts tranchant maximaux :

	T _{MAX} KN
ELU	12.491
ELS	9.124

Tableau.III.27. Récapitulatif pour Les tranchant. maximaux

1) - Calcul des armatures longitudinales :

a) En Travée :

Le moment fléchissant M₀ équilibré par la table est :

$$M_{Table} = f_{ub} * b * h_0 * (d - \frac{h_0}{2}) \dots \dots \dots \text{BAEL 83 page 94}$$

$$M_{Table} = 14.2 * 65 * 4 * (18 - \frac{4}{2}) = 59072 \text{ N.M}$$

$$M_{trav}^{max} = 4583 \text{ N.m} < M_{Table} = 59072 \text{ N.M}$$

Donc : une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b=65 cm

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4583 * 1000}{14.2 * 650 * 180 * 180} = 0.0153$$

$$F_e = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.0153 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A' = 0)

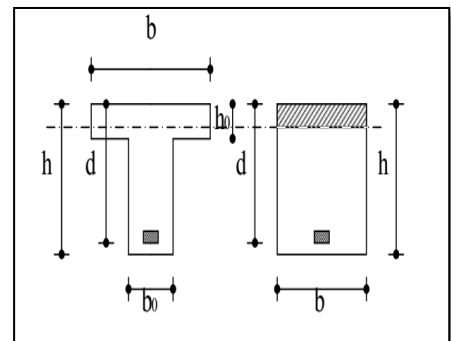
$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\alpha = 0.0173$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.993$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4583 * 1000}{348 * 0.993 * 180} = 73.67 \text{ mm}^2$$



- **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

M_a (N.m)	M	μ	α	B	A (cm ²)
7805.2	0.169	0.392	0.209	0.916	1.36

- **Vérification à E.L.S :** D'après le BAEL83

* La fissuration est peut nuisible Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

* La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.017	4.583	3.347	1.369	25	0.434	Vérifiée
appui	0.209	7805.2	5.701	1.369	25	0.434	Vérifiée

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho \geq 0.23b.d \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b.d}$$

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

$$\text{En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$\text{En travée : } A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A'_m \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$$

Elements	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	choix
Appui	1.36	0.217	0.2	1.36	1.57	2HA10
Travée	0.74	1.421	1.3	1.33	1.57	2HA10

Tableau.III.28. Les choix des sections d'armature de plancher étage courant et terrasse.

- **Diamètre minimale ϕt :** B.A.E.L91 (A.7.2.2)

$$\phi t \leq \min (h_v/35 ; \Phi_L ; B_0/10)$$

$$\phi t \leq \min (5.76 ; 10 ; 10)$$

Soit : $\phi t = 6$ mm **FeE235** (BAEL 91 (A.6.1, 252))

$$A_t = 2\phi^2 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des cadres S_t :** (BAEL91 (A.5.1, 22))

$$S_{t1} \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * F_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 * 235}{0.4 * 10} = 33.48 \text{ cm}$$

Donc : $\min (s_{t1}, s_{t2}) = 16.2$ cm

Alors on prend : $S_t = 16$ cm

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 16 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm

III.6.6. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente : $\tau_U = T_U / (b_0 \times d)$

T_U : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 12491 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{12491}{100 * 180} = 0.693 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u, \text{lim}} = \min (0.20 * f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPA})$ Fissuration peu nuisible.

$$\tau_{u, \text{lim}} = (3.33, 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 0.693 \text{ Mpa} \leq \tau_{u, \text{lim}} = 3.33 \text{ MPA.} \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:**

D'après BAEL91 article (A.5.1.31)

A) Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$T_U \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9.d = 16,20 \text{ cm}$.

$$T_U = 12491 \leq 0.267 * 16.2 * 10 * 100 * 25 = 108135N \dots \dots \dots \text{(Conditions vérifiée)}$$

B) Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinale inférieure doit être que

$$\text{l'on ait : } A \geq \gamma_s * \frac{T_U}{f_e}$$

$$A = 2T_{10} = 1.57 \text{ cm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A = 157 \text{ mm}^2 \geq 1.15 * \frac{12491}{400} = 35.91 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas

Dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE500 $f_e = 500 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$L_n = 65 \text{ cm} \quad 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

- **Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0,49 \text{ cm}^2$$

On adopte $3\varnothing 5 = 0,59 \text{ cm}^2$

• **Escapement:**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

III.6.7. Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{330} = 0.060 \geq \frac{4583}{15 \times 8793.675} = 0.0347 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.00134 \leq 0.009 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{330} = 0.060 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

III.6.8. Ferrailage des plancher :

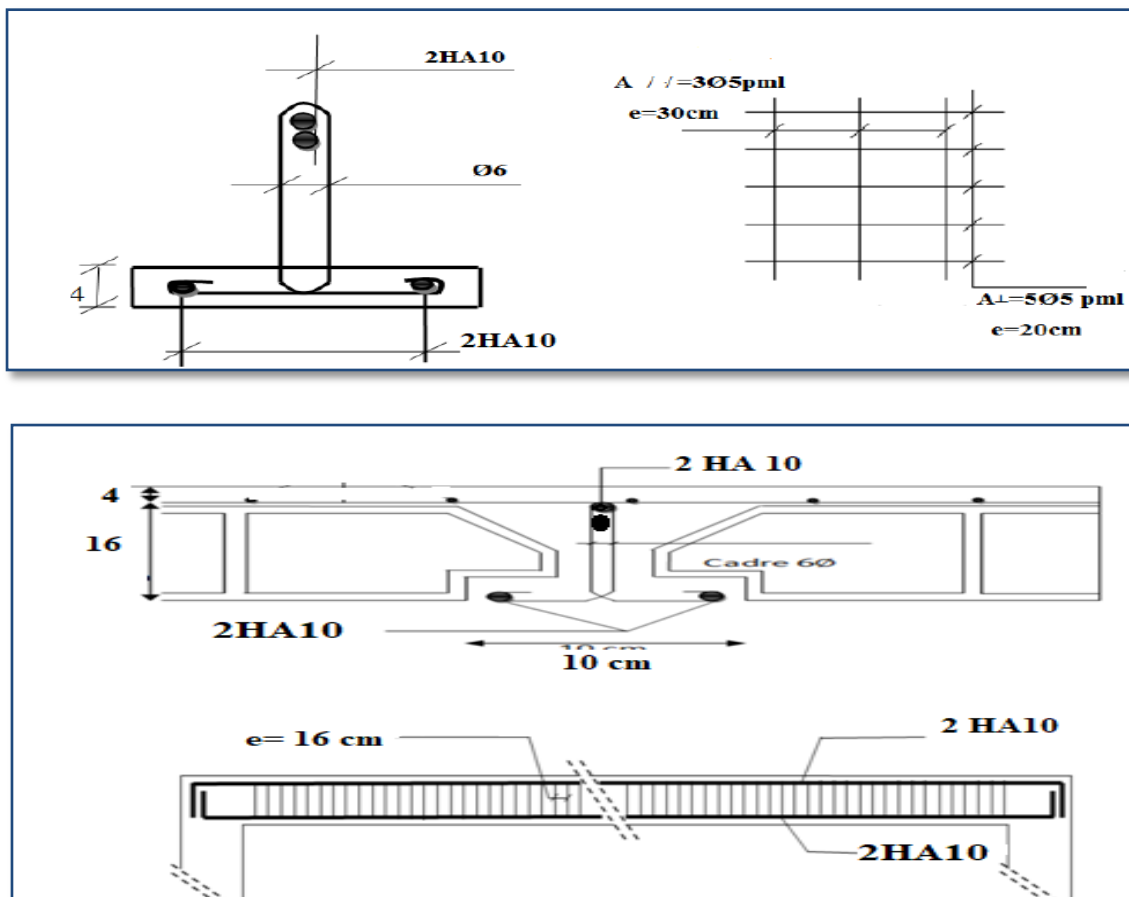


Figure .III.22. Ferrailage des plancher étage courant et terrasse.

Chapitre IV :



**Etude
dynamique**

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.
- Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives Garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

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 permise.

- **Buts de l'analyse dynamique :**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres.

IV.2.3. Description du logiciel Robot :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charges automatique et rapide.
- Un calcul automatique du centre de masse et de torsion ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les poutres et les poteaux sont modélisés comme des éléments « barre » à 2 nœuds (chaque nœud ayant 6 ddl).
- Les voiles sont modélisés comme des éléments « dalle » à 4 nœuds.

IV.2.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003:

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Sétif donc en zone IIa.
- ✓ Notre bâtiment est à usage habitation donc classé dans le Groupe 2.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.
- ✓ La hauteur du structure : $h = 33.66 > 23$ m (zone IIa)

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

IV.2.5. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans le chapitre IV, paragraphe 4.3.3 du RPA 99 / version 2003, défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A: Coefficient d'accélération de zone

η : Coefficient de correction d'amortissement

Q: Facteur de qualité.

T1, T2: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

R: Coefficient de comportement.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a pour un sol meuble : site 3:

T₁ = 0.15 sec et T₂ = 0.5 sec.

A = 0.15 tableau 4.1 RPA99/version2003 (pour Zone sismique I a et Groupe d'usage 2).

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau. IV.1. Coefficient d'accélération.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003

$\xi = 7\%$. Pour un portique en béton armé avec remplissage dense.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau. IV.2. Valeurs de ξ (%)

η : Coefficient de correction d'amortissement :

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

R: Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 4.3 (RPA99/version 2003) ; Contreventement mixte **R = 5**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^b P_a$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 RPA99 ; **Q=1.3**

Critère "q"	P _q	
	Observé	N/observé
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau. IV.3. Valeurs des pénalités P_q.

IV.3.Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = c_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA99/2003 (Art. 4.2.4).}$$

H_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003

$$\checkmark \quad C_T = 0.050$$

$$\checkmark \quad h_N = 33.66 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{T = 0.05 \times 33.66^{3/4} = 0.698 \text{ s}}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = 0.09 \frac{H_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 27.50 \text{ m}$$

$$D_y = 19.80 \text{ m}$$

$$T_x = 0.09 \frac{33.66}{\sqrt{27.50}} = 0.5776 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \frac{33.66}{\sqrt{19.80}} = 0.680 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.698; 0.5776) = 0.5776 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.698; 0.680) = 0.680 \text{ s}$$

IV.4. Analyse de la structure :

IV.4.1. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment. La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

- **Première variante :**

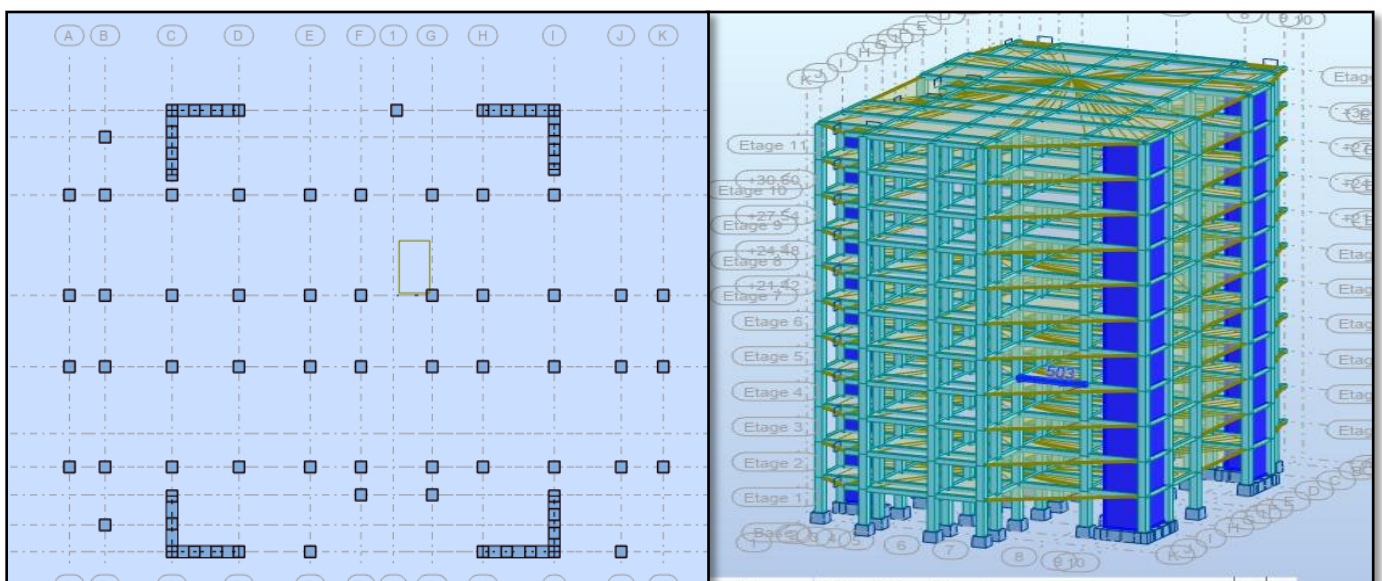


Figure. IV.1. Vue en plan et en élévation de la 1^{ère} variante.

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous. :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Nature
1	1,10	0,91	5,86	63,69	5,86	63,69	torsion
2	1,14	0,87	69,15	70,46	63,29	6,77	torsion
3	1,47	0,68	69,85	73,11	0,70	2,66	torsion pure
4	3,85	0,26	69,92	86,97	0,08	13,86	
5	4,42	0,23	85,92	87,07	15,99	0,09	
6	5,70	0,18	86,08	87,29	0,17	0,22	
7	7,73	0,13	86,09	92,24	0,01	4,95	
8	9,56	0,10	92,03	92,26	5,93	0,02	
9	12,17	0,08	92,11	93,82	0,08	1,56	
10	12,22	0,08	92,14	94,91	0,03	1,09	

Tableau. IV.4. Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

- **Interprétation des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

1. La période fondamentale $T = 0.91$ sec : structure souple.

- **Vérification de la période** : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4]

$$1.3 \times T_{ex} = 1.3 \times 0.578 = 0.7514 \text{ s} \leq T_x(\text{dyn}) = 0.87 \text{ sec} \text{ (la condition non vérifiée).}$$

$$1.3 \times T_{ey} = 1.3 \times 0.680 = 0.884 \text{ s} \leq T_y(\text{dyn}) = 0.91 \text{ sec} \text{ (la condition non vérifiée).}$$

2. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens Y, avec $U_y = 63.69\%$ couplé avec de la torsion provoquant un mouvement de rotation (torsion).
3. Le deuxième mode c est un mode de translation dans le sens X avec $U_x = 63.29\%$, couplé avec de la torsion impliquant un mouvement de rotation (torsion).
4. Le troisième mode torsion pure.

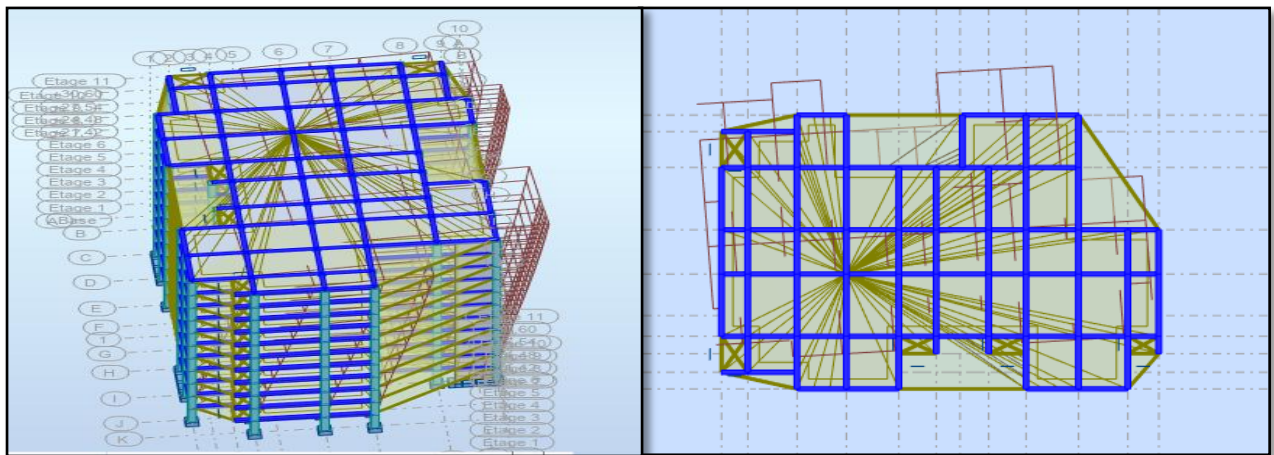


Figure. IV.2. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan T=0.91 S

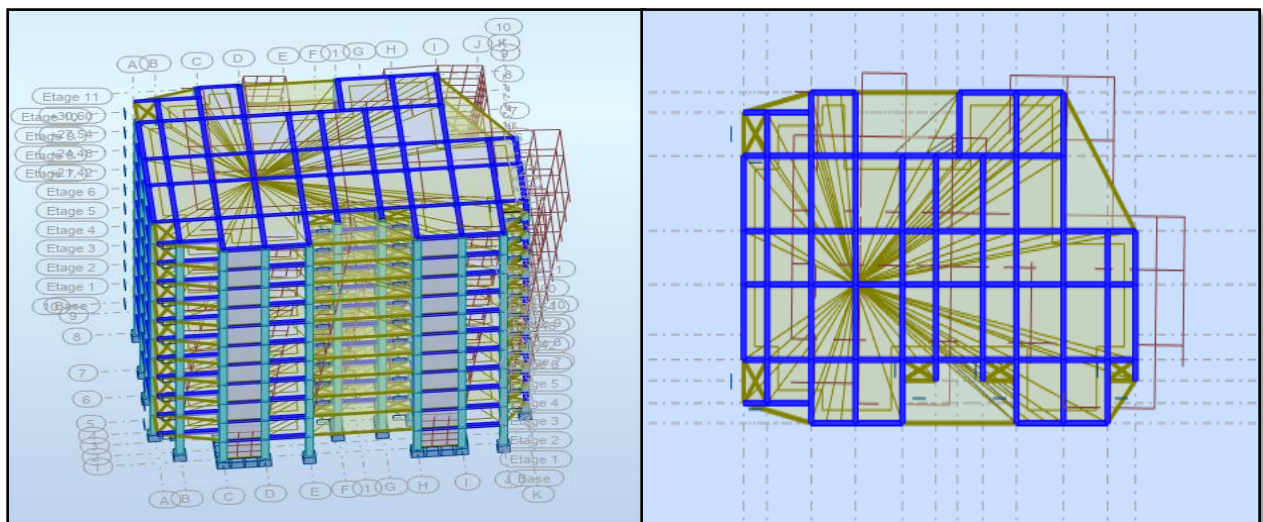


Figure. IV.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan T=0.87 S

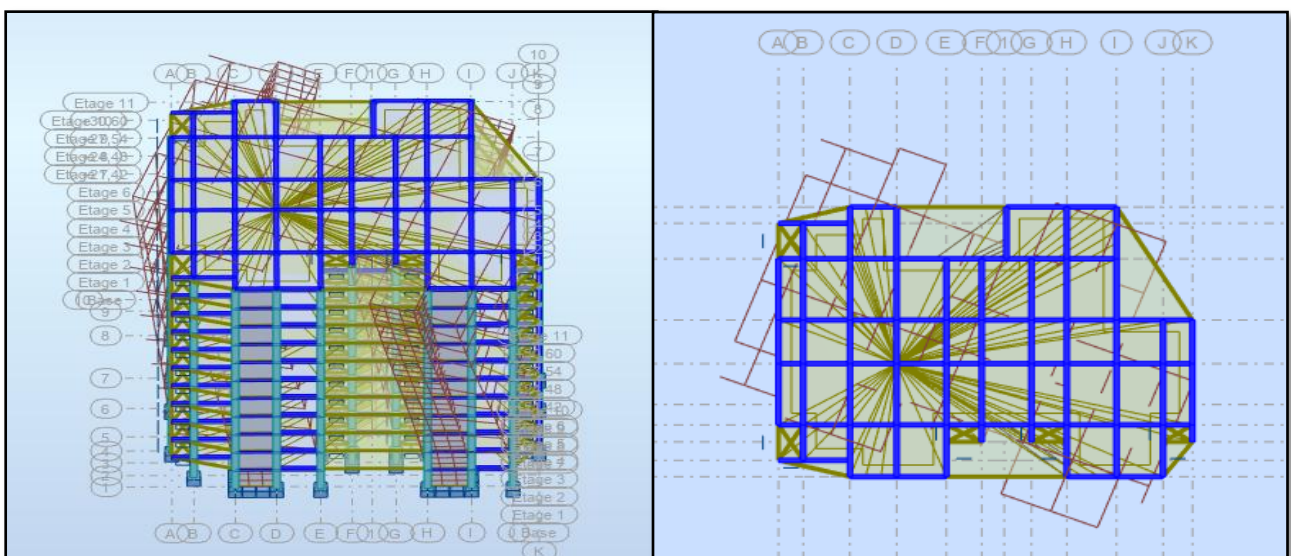


Figure. IV.4. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan T=0.68 S

- **Solution :**

On propose deux solutions :

- L'augmentation de la section des poteaux
- L'augmentation du nombre des voiles et changement de leur disposition.

Pour le cas de notre structure :

- 1) J'ai augmenté la section des poteaux de (50×55) pour tous les poteaux au lieu de la section qui a été choisie en pré-dimensionnement (40×45).
- 2) J'ai augmentée le nombre des voiles et j'ai changé leur disposition.

- La Deuxième variante proposée est présentée dans la figure suivante :

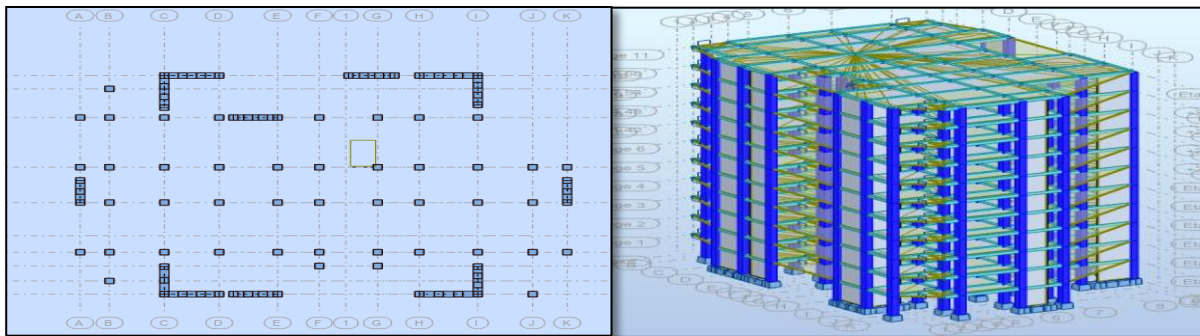


Figure. IV.5. vue en plan et en élévation de la Deuxième variante (disposition finale)

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous. :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Nature
1	1,15	0,87	0,26	71,13	0,26	71,13	translation l'axe Y
2	1,35	0,74	68,87	71,29	68,61	0,16	translation l'axe X
3	1,72	0,58	70,17	72,57	1,30	1,28	Torsion
4	4,07	0,25	70,18	86,92	0,01	14,35	-
5	5,15	0,19	86,06	86,92	15,88	0,00	-
6	6,53	0,15	86,47	87,06	0,41	0,13	-
7	8,25	0,12	86,47	92,10	0,00	5,05	-
8	10,94	0,09	92,04	92,11	5,57	0,00	-
9	13,08	0,08	92,04	94,79	0,00	2,68	-
10	13,78	0,07	92,18	94,79	0,14	0,01	-

Tableau. IV.5. Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

1 / Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ✓ La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.74 \text{ sec.}$
- ✓ La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.87 \text{ sec.}$
- ✓ Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 71.13\%$ de participation de masse modale.
- ✓ Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 68.61\%$.
- ✓ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ✓ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le **RPA99version 2003**).

2 / Schémas des trois premiers modes de vibration :

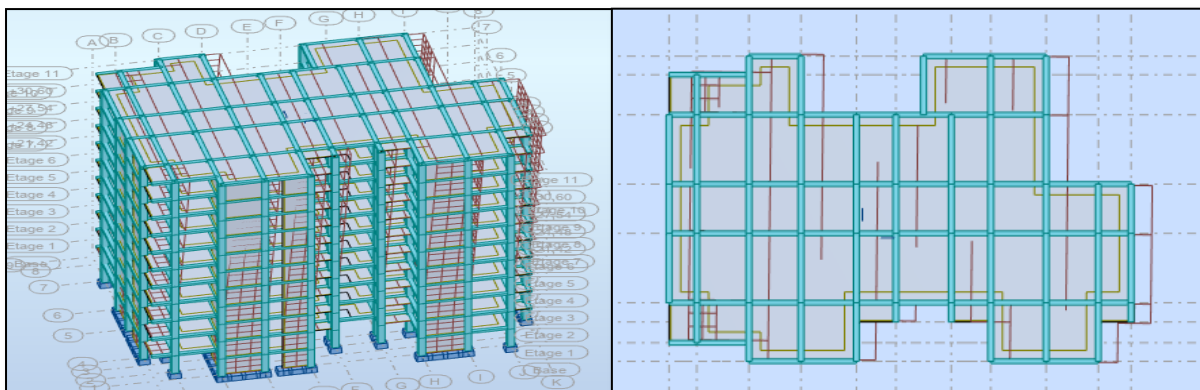


Figure. IV.6. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_1=0.87s$)

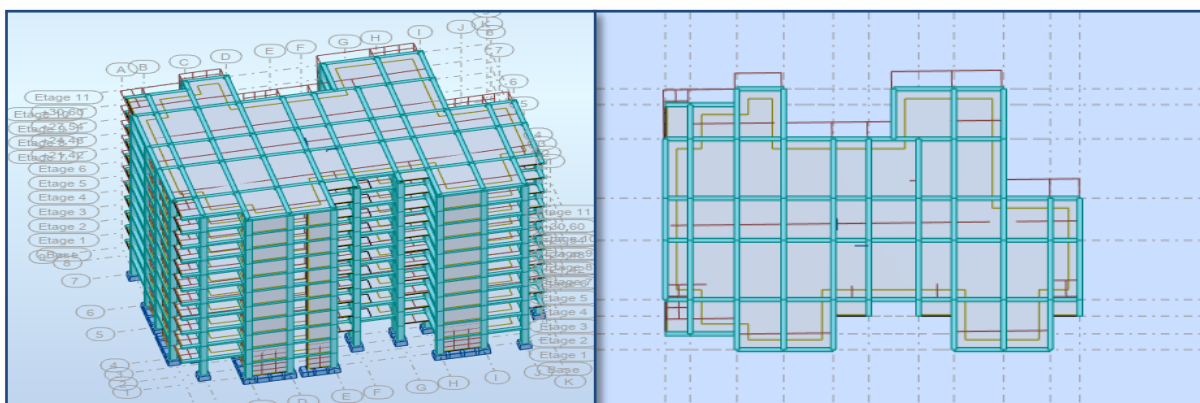


Figure. IV.7. Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_2=0.74s$)

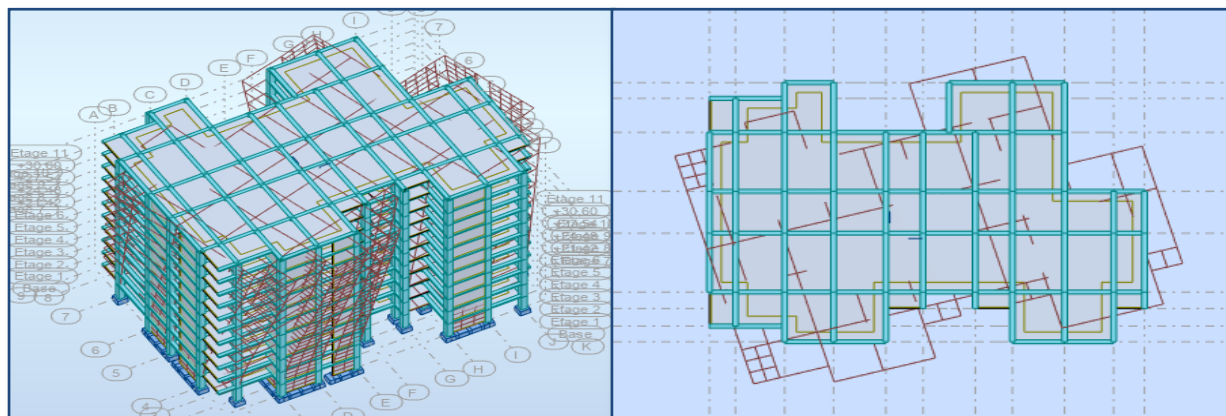


Figure. IV.8. Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T=0.58s)

3 / Vérification du Système de contreventement mixte :

FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FZ [kN]	FZ sur les voiles [kN]
4102,13	1442,38	3799,82	1600,42	-68130,53	-13362,79

Tableau. IV.6. les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{13362,79}{68130,53} = 19.61\% \leq 20\% \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{1442,38}{4102,13} = 35.16\% > 25\% \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{1600,42}{3799,82} = 42.11\% > 25\% \quad \text{Condition vérifié}$$

4 / Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)

Le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles, dans ce système de contreventement :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : d'après les résultats obtenus notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

5 / Effort tranchant de la base :

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats du logiciel Robot, sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t=V_{Xd} = 410.213t$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t=V_{Yd} = 379.982 t$

Pour la vérification spécifique pour l'ensemble de la structure, la résultante des forces sismiques à la base V_t (obtenue par la combinaison des valeurs modales) ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0.8 V$

IV.4.2. Calcul des actions sismiques selon Méthode Statique Equivalente :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

V : Effort tranchant à la base.

1 / coefficient d'accélération : A

Zone II a, Groupe 2 \implies $A = 0.15$ tableau 4.1 RPA99

2/ Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T_x = \min (0.698; 0.5776) = 0.5776 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (0.698; 0.680) = 0.680 \text{ sec}$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale : $T_x = 0.5776 \text{ sec}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ sec}$)
- Sens transversale : $T_y = 0.680 \text{ sec}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ sec}$)

Donc: $T_x = 0.508 \text{ sec}$, $T_y = 0.601 \text{ sec}$

3/ Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Ce facteur fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure

$$D \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

(T_2 et T_1) : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau. IV.7. Période T₁ et T₂

Donc: pour le sol S₃ : **T₁=0.15sec, T₂=0.50 sec**

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{[(7/2) + \xi]} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003

Donc : $\xi = 7\%$ et $\eta = 0.88$

• **Calcul la facture d'amplification dynamique moyenne :**

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.5776)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.680)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.79$$

4 / La valeur du facteur de qualité Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^b P_a \quad Q=1.3$$

5 / Calcul du poids total de la structure :

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

$$W_i = 577223.04 \text{ kg}$$

Calcul Automatique ROBOT	
Etage	Masse [kg]
RDC	577223,04
1	577223,04
2	577223,04
3	577223,04
4	577223,04
5	577223,04
6	577223,04
7	577223,04
8	577223,04
9	577223,04
10	568971,53
Totale	6341201,92

Tableau. IV.8: Le poids total de la structure.

6 / Calcul de l'effort tranchant de la base $V_{Statique}$:

$$V_{statique} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Alors :}$$

Sens	A	R	D	Q	W (t)	$V_{Statique}(t)$
Longitudinal (XX)	0,15	5	2	1,3	6341.201	494.61
Transversal (YY)	0,15	5	1.79	1,3	6341.201	442.68

Tableau. IV.9. les résultats des forces sismiques

7 / Vérification les efforts tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort sismique dans le sens X} \quad V_{Xd} = 410.213 \text{ t} \\ \text{Effort sismique dans le sens Y} \quad V_{Ydyn} = 379.982 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal:} \quad \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{410.203}{494.61} = 0.8293 > 0.8 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \\ \text{Sens transversal :} \quad \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{379.982}{442.68} = 0.8583 > 0.8 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \end{array} \right.$$

8 / Vérification de la période (RPA 2003 art 4.24) :

L'écart entre les périodes dynamiques et empiriques ne doit pas dépasser 30%

$$1.3 \times T_{ex} = 1.3 \times 0.578 = 0.7514 > T_x \text{ (dyn)} = 0.740 \text{ sec (la condition est vérifiée).}$$

$$1.3 \times T_{ey} = 1.3 \times 0.680 = 0.884 > T_y \text{ (dyn)} = 0.87 \text{ sec (la condition est vérifiée).}$$

IV.4.3. Distribution des résultantes des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0 \end{array} \right.$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

1 / Distribution horizontale des forces sismiques Sens- X :

Niveau	Wi	hi	$V_x - Ft$	Wi×hi	Fi
RDC	577.223	3.06	410.213	1766.30	5.41
1	577.223	6.12	410.213	3532.60	13.10
2	577.223	9.18	410.213	5298.90	18.92
3	577.223	12.24	410.213	7065.20	23.24
4	577.223	15.3	410.213	8831.51	28.31
5	577.223	18.36	410.213	10597.81	34.43
6	577.223	21.42	410.213	12364.11	40.13
7	577.223	24.48	410.213	14130.41	45.80
8	577.223	27.54	410.213	15896.72	54.71
9	577.223	30.6	410.213	17663.02	69.55
10	568.971	33.66	410.213	19151.56	76.87
			$\sum Wi \times hi$	116298.14	410.21

Tableau. IV.10. Distribution de la résultante des forces sismique sens x**2 / Distribution horizontale des forces sismiques Sens- y**

Niveau	Wi	hi	$V_x - Ft$	Wi×hi	Fi
RDC	577.223	3.06	379.982	1766.30	5.92
1	577.223	6.12	379.982	3532.60	13.16
2	577.223	9.18	379.982	5298.90	18.62
3	577.223	12.24	379.982	7065.20	22.26
4	577.223	15.3	379.982	8831.51	27.42
5	577.223	18.36	379.982	10597.81	31.26
6	577.223	21.42	379.982	12364.11	36.42
7	577.223	24.48	379.982	14130.41	42.78
8	577.223	27.54	379.982	15896.72	49.97
9	577.223	30.6	379.982	17663.02	62.12
10	568.971	33.66	379.982	19151.56	70.05
			$\sum Wi \times hi$	116298.14	379.98

Tableau. IV.11. Distribution de la résultante des forces sismique sens y

3 / Distribution des forces sismique par niveaux sens X :

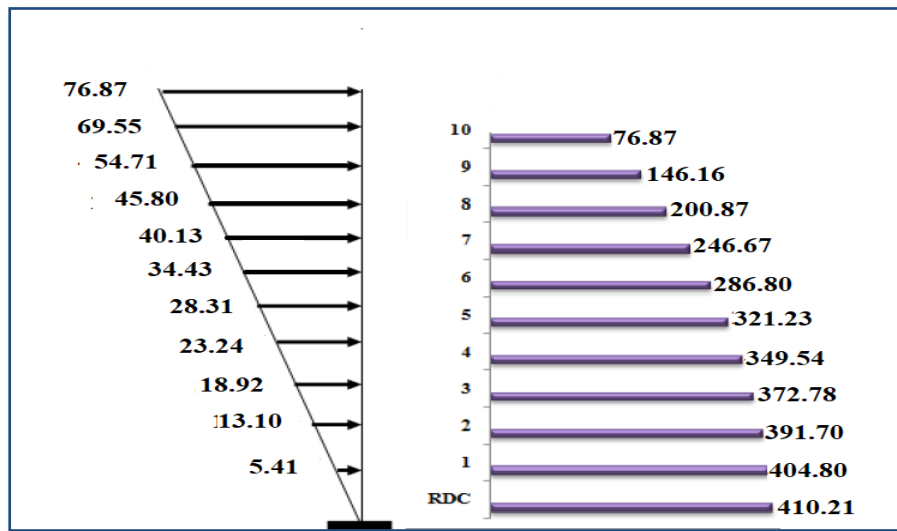


Figure. IV.9. Distribution des forces sismique par niveaux sens X

4 / Distribution des forces sismique par niveaux sens Y :

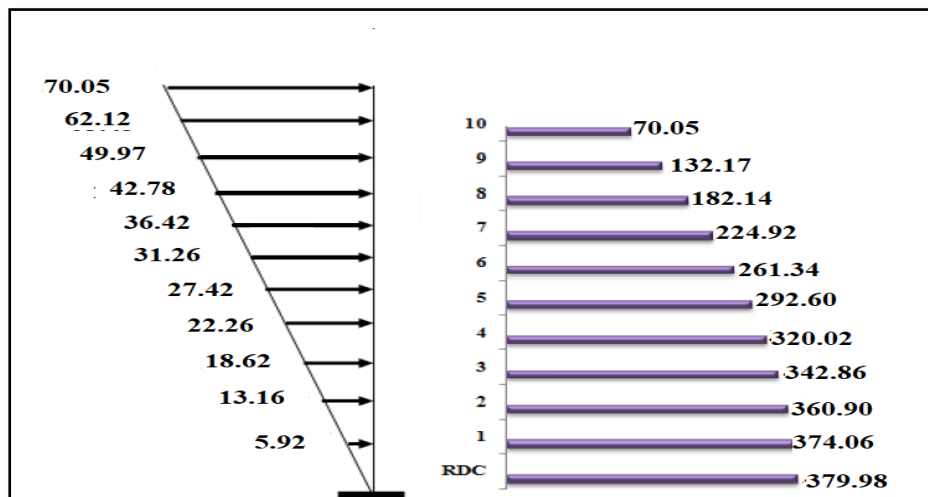


Figure. IV.10. Distribution des forces sismique par niveaux sens Y

IV.4.4. Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$$\delta_{ek} = [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (2\pi)^2$$

R : coefficient de comportement = 5 pour notre cas.

F_k : force sismique au niveau « k »

W_k : masse du niveau « k »

δ_k : déplacement d'un niveau « k » par rapport au sol

$$\Delta_x^k = \delta_x^k - \delta_x^{k-1}$$

Δ_x^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x. y

L'article **5.10 du RPA99/version2003** :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm} = 0.01h_e$$

Avec :

he: étant la hauteur de l'étage considéré.

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he).

1 / Sens Transversal:

Etage	δ_{ky} [cm]	$\delta_K = dr Uy$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
11	10.4	0.8	3.06	CV
10	9.6	0.8	3.06	CV
9	8.8	1	3.06	CV
8	7.8	1	3.06	CV
7	6.8	1.1	3.06	CV
6	5.7	1.2	3.06	CV
5	4.5	1.1	3.06	CV
4	3.4	1.2	3.06	CV
3	2.2	1	3.06	CV
2	1.2	0.8	3.06	CV
RDC	0.4	0.4	3.06	CV

Tableau. IV.12. Les déplacements du aux force sismiques au sens transversal (YY).

2 / Sens Longitudinal :

Etage	δ_{ky} [cm]	$\delta_K = dr Uy$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
10	8.6	0.8	3.06	CV
9	7.8	0.8	3.06	CV
8	7.0	0.9	3.06	CV
7	6.1	0.9	3.06	CV
6	5.2	0.9	3.06	CV
5	4.3	1	3.06	CV
4	3.3	0.9	3.06	CV
3	2.4	0.8	3.06	CV
2	1.6	0.8	3.06	CV
1	0.8	0.5	3.06	CV
RDC	0.3	0.3	3.06	CV

Tableau. IV.13. Les déplacements du aux force sismiques au sens longitudinal (XX).

Donc : Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

IV.4.5. Justification de l'effet P- Δ : RPA99-v2003 (Art:5.9)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k : Hauteur de l'étage k

1 / Sens Transversal:

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_X [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
10	568.971	568.971	0.008	70.05	3,06	0.021	C.V
9	577.223	1146.19	0.008	132.17	3,06	0.022	C.V
8	577.223	1723.41	0.01	182.14	3,06	0.030	C.V
7	577.223	2300.64	0.01	224.92	3,06	0.033	C.V
6	577.223	2877.86	0.011	261.34	3,06	0.039	C.V
5	577.223	3455.08	0.012	292.60	3,06	0.046	C.V
4	577.223	4032.30	0.011	320.02	3,06	0.045	C.V
3	577.223	4609.53	0.012	342.86	3,06	0.052	C.V
2	577.223	5186.75	0.01	360.90	3,06	0.046	C.V
1	577.223	5763.97	0.008	374.06	3,06	0.040	C.V
RDC	577.223	6341.20	0.004	379.98	3,06	0.021	C.V

Tableau. IV.14. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal Y-Y

2 / Sens Longitudinal :

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_X [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
10	568.971	568.971	0.008	76.87	3,06	0.019	C.V
9	577.223	1146.19	0.008	146.16	3,06	0.020	C.V
8	577.223	1723.41	0.009	200.87	3,06	0.025	C.V
7	577.223	2300.64	0.009	246.67	3,06	0.027	C.V
6	577.223	2877.86	0.009	286.80	3,06	0.029	C.V
5	577.223	3455.08	0.01	321.23	3,06	0.035	C.V
4	577.223	4032.30	0.009	349.54	3,06	0.033	C.V
3	577.223	4609.53	0.008	372.78	3,06	0.032	C.V
2	577.223	5186.75	0.008	391.70	3,06	0.034	C.V
1	577.223	5763.97	0.005	404.80	3,06	0.023	C.V
RDC	577.223	6341.20	0.003	410.21	3,06	0.015	C.V

Tableau. IV.15. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal X-X

IV.4.6. Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation

suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

- M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales :

$$M_s = W \times L/2$$

— W : le poids total de la structure.

— L : Dimension de la structure (Largeur L_Y Ou Longueur L_X).

— M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

1 / Sens longitudinal :

- **Moment stabilisateur :** $M_s = W \times L/2 = 6341.201 \times 27.50/2 = 87191.51 \text{ t.m}$
- **Moment de renversement :**

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	5.41	3,06	16.55
1	13.10	6,12	80.17
2	18.92	9,18	173.68
3	23.24	12,24	284.45
4	28.31	15,3	433.14
5	34.43	18,36	632.13
6	40.13	21,42	859.98
7	45.80	24,48	1121.18
8	54.71	27,54	1506.71
9	69.55	30.6	2128.23
10	76.87	33.66	2587.44
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			9823.66

Tableau. IV.16. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales

$$M_{rx} = \sum F_i \times h_i = 9823.66 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{87191.51}{9823.66} = 8.87 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{c. v}$$

2 / Sens Transversal:

- **Moment stabilisateur :** $M_s = W \times L/2 = 6341.201 \times 19.80/2 = 62777.88 \text{ t.m}$
- **Moment de renversement :**

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	5.92	3,06	18.11
1	13.16	6,12	80.53
2	18.62	9,18	170.93
3	22.26	12,24	272.46
4	27.42	15,3	419.52
5	31.26	18,36	573.93
6	36.42	21,42	780.11
7	42.78	24,48	1047.25
8	49.97	27,54	1376.17
9	62.12	30,6	1900.87
10	70.05	33,66	2357.88
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			8997.76

Tableau. IV.17. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(Y)

$$M_{rx} = \sum F_i \times h_i = 8997.76 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{62777.88}{8997.76} = 6.97 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{c. v}$$

Donc : La stabilité au renversement est vérifiée pour les deux sens.

IV.4.7. Caractéristique géométrique et massique:

a. Centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure. On peut dire aussi que c'est le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). Il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure

dont les coordonnées sont données par rapport à un repère globale de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (X, O, Y).

Y_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (X, O, Y).

b. Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- ✓ Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent que des translations sur la structure
- ✓ Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$e_{cj} = \sum I_{jy} \frac{X_j}{I_{jy}}$$

$$e_{cj} = \sum I_{jx} \frac{Y_j}{I_{jx}}$$

- I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X_i : Ordonnée de l'élément I_{yi} .
- I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

c- Excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

Le tableau suivant résume les résultats de l'excentricité de chaque étage :

Etage	W [t]	Centre de Masse		Centre de Rigidité		Excentricité Théor.	
		XG(m)	YG(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex [m]	ey [m]
RDC		12.96	9.43	13.06	9.25	0.1	0.18
1		12.96	9.43	13.06	9.25	0.1	0.18
2		12.96	9.43	13.06	9.25	0.1	0.18
3		12.96	9.43	13.06	9.25	0.1	0.18
4		12.96	9.43	13.06	9.25	0.1	0.18
5		12.96	9.43	13.06	9.25	0.1	0.18
6		12.96	9.43	13.06	9.25	0.1	0.18
7		12.96	9.43	13.06	9.25	0.1	0.18
8		12.96	9.43	13.06	9.25	0.1	0.18
9		12.96	9.43	13.06	9.25	0.1	0.18
10		12.96	9.40	13.05	9.17	0.09	0.23

Tableau. V.18. Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

d- L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_x = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 27.5$ m
- $e_y = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 19.80$ m

Donc : $e_x = 1.38$ m

$e_y = 0.99$ m

Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	Lx[m]	Ly [m]	ex [m]	ey[m]
RDC	27.50	19.80	1.38	0.99
Etage 1	27.50	19.80	1.38	0.99
Etage 2	27.50	19.80	1.38	0.99
Etage 3	27.50	19.80	1.38	0.99
Etage 4	27.50	19.80	1.38	0.99
Etage 5	27.50	19.80	1.38	0.99
Etage 6	27.50	19.80	1.38	0.99
Etage 7	27.50	19.80	1.38	0.99
Etage 8	27.50	19.80	1.38	0.99
Etage 9	27.50	19.80	1.38	0.99
Etage 10	27.50	19.80	1.38	0.99

Tableau IV.19. L'excentricité Accidentelle des Etages.

e - Interprétation des résultats de l'excentricité:

Dans notre étude on a deux excentricité dans la structure une excentricité théorique et une excentricité accidentelle dans ce cas l'excentricité accidentelle de RPA99 qu'il faut la prendre en compte dans les calculs.

- **Conclusion:**

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Le résultat obtenus par le logiciel ROBOT 2019 (sollicitations des différents éléments) seront utilisés pour le calcul des armatures des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) ce qui va venir dans le chapitre de ferrailage des éléments structuraux après l'étude du vent.

CHAPITRE V:



ETUDE DU VENT

CHAPITRE V: ETUDE DE VENT

V.1. Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil .les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

V.2. Application du règlement neige et vent (RNV 99) :

1/ Valeur de la pression dynamique de référence q_{ref} :

- ✓ Le projet implante dans la willaya de Sétif : Zone I (annexe -1 : RNV99).
- ✓ $q_{ref} = 375 \text{N/m}^2$ (tableau 2.3 : RNV99).

Zone	$q_{ref} (\text{N/m}^2)$	$q_{temp} (\text{N/m}^2)$
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau V.1. Valeur de la pression dynamique de référence

2/ Catégorie terrain: D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
0.24	1	16	0.46

Tableau V.2. Catégorie terrain

Avec : K_T : Facteur de terrain, Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale. Z : Hauteur considérée

2/ Coefficient de topographie : D'après le tableau (2.5 des RNV99) on a $C_t = 1$

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau V.3. Coefficients de topographie

V.2.1. Choix du sens du vent : (chap. 02 - § 1.1.1 : RNV99).

Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :

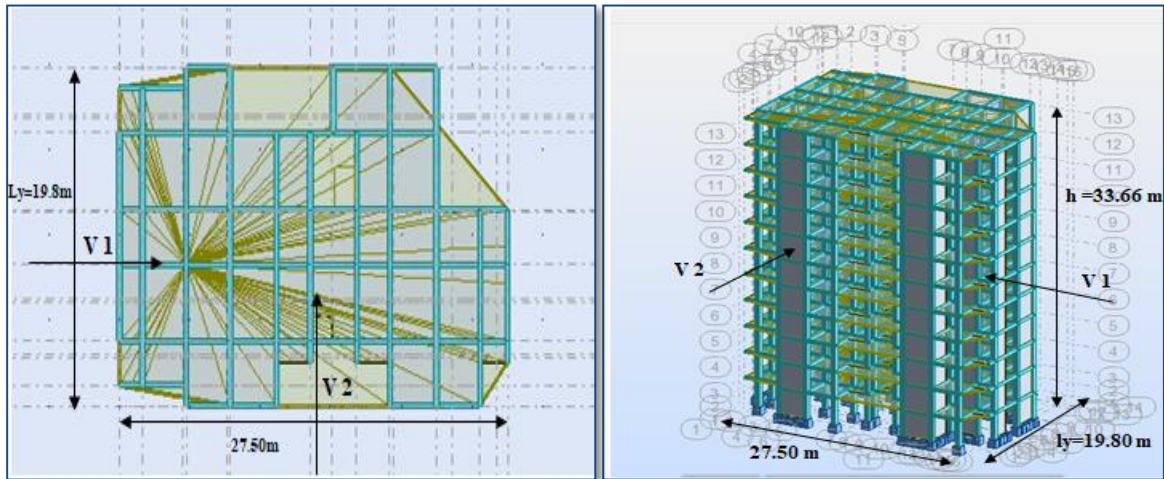


Figure V.1. Action du vent

V.2.2. Coefficient dynamique de la construction C_d :

D'après la figure 3.1 page 51. RNV99 (par interpolation)

Sens x-x (V1) :

La structure du bâtiment étant en béton armé.

Pour une hauteur $h = 33.66\text{m}$, et $b = 19.80\text{m}$: $C_d = 0.94$

Sens y-y (V2):

Pour $h = 33.66\text{m}$, et $b = 27.50\text{m}$: $C_d = 0.92$

$C_d < 1.2$ donc : la structure est peut sensible aux excitations dynamiques (Chap. 02 - §3.2.RNV99)

- **Evaluation de la pression due au vent (q) :** (chap. 02 - § 1.2.2 : RNV99).

$$q_j = C_d \times W_j(Z)$$

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

- **Evaluation de $C_e(Z)$:** (chap. 02 - § 3.3 : RNV99).

$C_e(Z)$: c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante:

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))} \right]$$

C_r : Coefficient de rugosité.

- **Evaluation de $C_r(Z)_j$** : (chap. 02 - § 4.2 : RNV99).

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \times \frac{Z}{Z_0} \quad \text{pour : } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \times \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad \text{pour : } Z \leq Z_{\min}$$

- **Evaluation de la pression dynamique (q_{dyn})** : (chap. 02 - § 3.2 : RNV99).

$$\checkmark \quad q_{\text{dyn}}(Z) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_j)$$

Zj (m)	Kt	Z _{min}	Z0	Cr	Ct	Ce	q _{dyn} (N/m ²)
1.53	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
4.59	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
7.65	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
10.71	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
13.77	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
16.83	0.24	16	1	0.678	1	1.599	599.625
19.89	0.24	16	1	0.718	1	1.722	645.75
22.95	0.24	16	1	0.752	1	1.829	685.875
26.01	0.24	16	1	0.782	1	1.925	721.875
29.07	0.24	16	1	0.809	1	2.014	755.25
33.66	0.24	16	1	0.844	1	2.130	798.85

Tableau V.4. Pression dynamique q_{dyn} .

V.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} (sens x-x V1):

Pour les parois verticales, il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 des RNV99, les valeurs de $C_{pe, 10}$ et $C_{pe, 1}$. Sont donnée dans le paragraphe 5.1 du RNV99.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si} \quad S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si} \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si} \quad S \geq 10 \text{ m}^2$$

- **Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ Alors $C_{pe} = C_{pe,10}$**

1/ Sens x-x (V1)

❖ Parois verticales :

$e = \min [b, 2h] = \min [19.80, 2 \times 33.66] \longrightarrow e = 19.80\text{m}$

$d = 27.50 \text{ m} > e = 19.80 \text{ m} \longrightarrow \text{A, B, C.}$

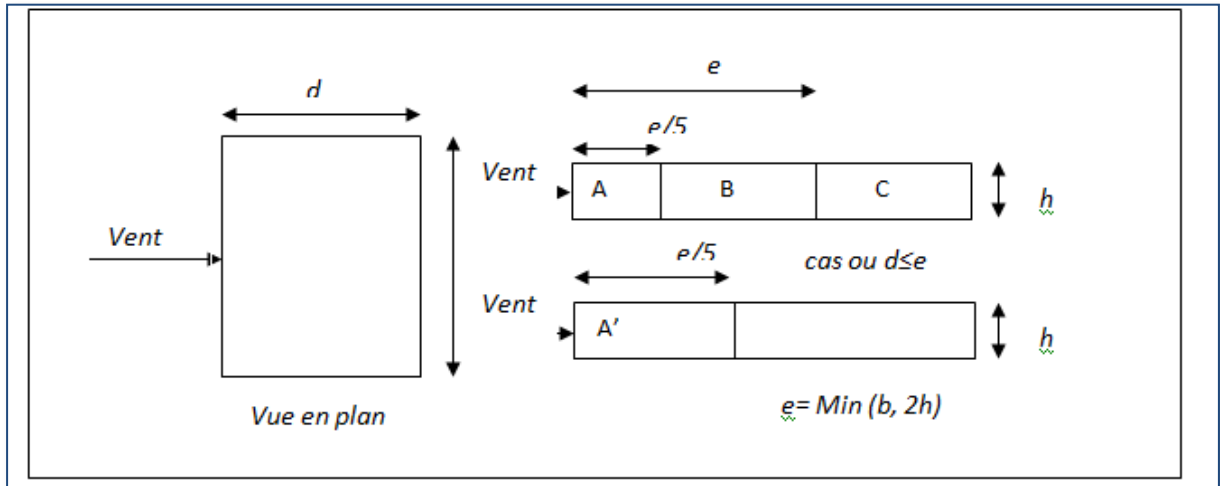


Figure V.2. Légende pour les parois verticales.

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 1}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 1}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 1}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 1}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau V.5. Valeurs des Cpe sur les parois plats

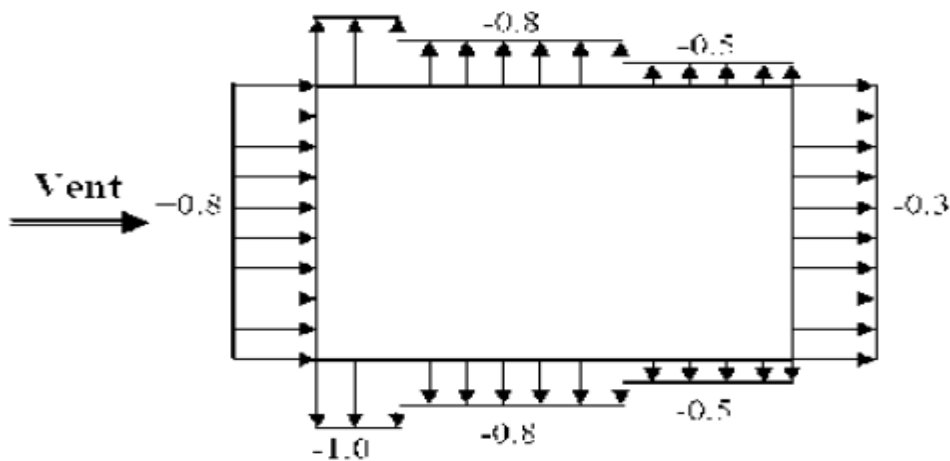


Figure V.3. Valeur Cpe sur les parois verticales

❖ **Toitures :**

$C_{pe}=f(h_p/h)$ (tableau 5.2 chap. 5 RNV99)

$h_p/h=0.60/33.66 =0.0178$

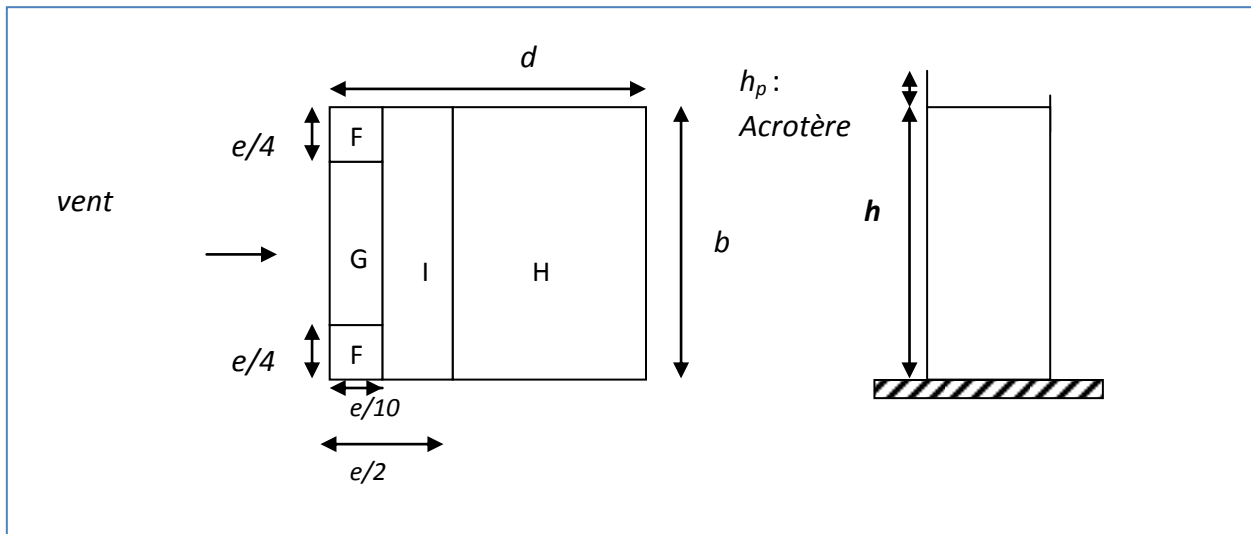


Figure V.4. Légende pour les toitures plates

	F		G		H		I	
	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	

Tableau V.6. Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate.

V.2 .4. Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) (sens x-x V1): (chap. 05-§2.2.2 NV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

V.2 .5. Evaluation de la pression due vent (q) (sens x-x V1) :

1. Les Parois verticales : $C_{pi}=0.8$

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A	1.53	0.94	-1	0.8	585	-1000.35
	4.59				585	-1000.35
	7.65				585	-1000.35
	10.71				585	-1000.35

A	13.77	0.94	-1	0.8	585	-1000.35
	16.83				599.625	-1025.35
	19.89				645.75	-1104.23
	22.95				685.875	-1172.85
	26.01				721.875	-1234.41
	29.07				755.25	-1291.48
	33.66				798.85	-1366.04
<u>B</u>	1.53	0.94	-0.8	0.8	585	-889.2
	4.59				585	-889.2
	7.65				585	-889.2
	10.71				585	-889.2
	13.77				585	-889.2
	16.83				599.625	-911.43
	19.89				645.75	-981.54
	22.95				685.875	-1042.53
	26.01				721.875	-1097.25
	29.07				755.25	-1147.98
	33.66				798.85	-1214.252
<u>C</u>	1.53	0.94	-0.5	0.8	585	-722.475
	4.59				585	-722.475
	7.65				585	-722.475
	10.71				585	-722.475
	13.77				585	-722.475
	16.83				599.625	-740.54
	19.89				645.75	-790.50
	22.95				685.875	-847.06
	26.01				721.875	-891.52
	29.07				755.25	-932.73
	33.66				798.85	-986.60
D	1.53				585	0
	4.59				585	0
	7.65				585	0

D	10.71	0.94	0.8	0.8	585	0
	13.77				585	0
	16.83				599.625	0
	19.89				645.75	0
	22.95				685.875	0
	26.01				721.875	0
	29.07				755.25	0
	33.66				798.85	0
E	1.53	0.94	-0.3	0.8	585	-611.33
	4.59				585	-611.33
	7.65				585	-611.33
	10.71				585	-611.33
	13.77				585	-611.33
	16.83				599.625	-626.61
	19.89				645.75	-674.81
	22.95				685.875	-716.74
	26.01				721.875	-754.36
	29.07				755.25	-789.24
	33.66				798.85	-834.80

Tableau V.7. La pression due au vent (q) de la paroi verticale $C_{pi}=0.8$

2. Toiture (sens x-x V1):

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z)$ (N/m ²)
F	33.66	0.94	-1.6	0.8	798.85	-1821.378
G			-1.1			-1441.924
H			-0.7			-1138.391
I			± 0.2			-758.907
						-455.344

Tableau V.8. La pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$

3. Parois verticales : $C_{pi} = -0.5$

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A	1.53	0.94	-1	-0.5	585	-277.875
	4.59				585	-277.875
	7.65				585	-277.875
	10.71				585	-277.875
	13.77				585	-277.875
	16.83				599.625	-284.82
	19.89				645.75	-306.73
	22.95				685.875	-325.80
	26.01				721.875	-342.90
	29.07				755.25	-358.74
	33.66				798.85	-379.45
B	1.53	0.94	-0.8	-0.5	585	-166.73
	4.59				585	-166.73
	7.65				585	-166.73
	10.71				585	-166.73
	13.77				585	-166.73
	16.83				599.625	-170.89
	19.89				645.75	-184.04
	22.95				685.875	-195.47
	26.01				721.875	-205.73
	29.07				755.25	-215.25
	33.66				798.85	-227.67
C	1.53	0.94	-0.5	-0.5	585	0
	4.59				585	0
	7.65				585	0
	10.71				585	0
	13.77				585	0
	16.83				599.625	0
	19.89				645.75	0
	22.95				685.875	0

	26.01				721.875	0
	29.07				755.25	0
	33.66				798.85	0
D	1.53	0.94	0.8	-0.5	585	722.48
	4.59				585	722.48
	7.65				585	722.48
	10.71				585	722.48
	13.77				585	722.48
	16.83				599.625	740.54
	19.89				645.75	797.50
	22.95				685.875	847.06
	26.01				721.875	891.52
	29.07				755.25	932.73
	33.66				798.85	986.58
E	1.53	0.94	-0.3	-0.5	585	111.15
	4.59				585	111.15
	7.65				585	111.15
	10.71				585	111.15
	13.77				585	111.15
	16.83				599.625	113.93
	19.89				645.75	122.69
	22.95				685.875	130.32
	26.01				721.875	137.16
	29.07				755.25	143.50
	33.66				798.85	151.78

Tableau V.9. La pression due au vent (q) du parois vertical Cpi= -0.5

4. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q(z) (N/m ²)
F	33.66	0.94	-1.6	-0.5	798.85	-834.798
G			-1.1			-455.344
H			-0.7			-151.782
I			±0.2			531.235
						227.672

Tableau V.10. La pression due au vent (q) de la toiture C_{pi}= -0.5

V.2 .6. Calcul Force de frottement (sens x-x V1):

Les forces de frottement concernant les parois parallèles à la direction du Vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (§1.4.3 RNV99)[1]$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : hauteur du centre de l'élément j.

S_{fr, j} : aire de l'élément de surface j.

C_{fr, j} : coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

C_{fr} = 0.01 (Tableau 2.1 RNV99)

Pour les parois verticales : **S_{fr} = d x h_j** (Tableau 2.2 RNV99)

Pour la toiture : **S_{fr} = d x b** (Tableau 2.2 RNV99)

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont les constructions pour les quelles soit le rapport d/b ≥ 3, soit le rapport d/h ≥ 3. est vérifié.

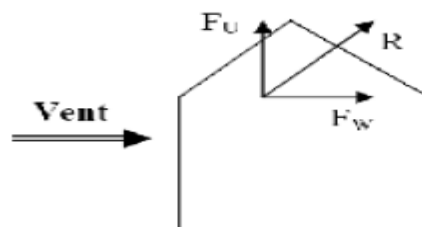
Pour notre structure :

- d/b = 27.50/19.80 = 1.38 < 3.....condition non vérifiée
- d/h = 27.50/33.66 =0.816 < 3.....condition non vérifié

*Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

V.2 .7. Détermination de la force résultante R (sens x-x V1):

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale comme le montre la figure ci-dessous) :



FW: correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

FU : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante **R** est donnée par la formule : $\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_i \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{F}_{frj}$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R (zx) (N)	R (zy) (N/)
D	1.53	0	84.15	0	0
	4.59	0	84.15	0	0
	7.65	0	84.15	0	0
	10.71	0	84.15	0	0
	13.77	0	84.15	0	0
	16.83	0	84.15	0	0
	19.89	0	84.15	0	0
	22.95	0	84.15	0	0
	26.01	0	84.15	0	0
	29.07	0	84.15	0	0
33.66	0	84.15	0	0	
E	1.53	-611.33	84.15	-51443.419	0
	4.59	-611.33	84.15	-51443.419	0
	7.65	-611.33	84.15	-51443.419	0
	10.71	-611.33	84.15	-51443.419	0
	13.77	-611.33	84.15	-51443.419	0
	16.83	-626.61	84.15	-52729.231	0
	19.89	-674.81	84.15	-56785.261	0
	22.95	-716.74	84.15	-60613.671	0
	26.01	-754.36	84.15	-63479.394	0
	29.07	-789.24	84.15	-66414.546	0
33.66	-834.80	84.15	-70248.42	0	
F	33.66	-1821.378	9.801	0	-17851.32
G	33.66	-1441.924	19.602	0	-28264.594
H	33.66	-1138.391	348.48	0	-396706.495
I	33.66	-758.907	156.816	0	-119008.76
		-455.344	156.816	0	-71405.2247

Tableau V.11. Valeurs des forces résultantes pour $C_{pi} = 0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = - 627487.618 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = - 633236.394 \text{ N}$$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R (zx) (N/m ²)	R (zy) (N/m ²)
D	1.53	722.48	84.15	60796.692	0
	4.59	722.48	84.15	60796.692	0
	7.65	722.48	84.15	60796.692	0
	10.71	722.48	84.15	60796.692	0
	13.77	722.48	84.15	60796.692	0
	16.83	740.54	84.15	62316.441	0
	19.89	797.50	84.15	67109.625	0
	22.95	847.06	84.15	71280.099	0
	26.01	891.52	84.15	75021.408	0
	29.07	932.73	84.15	78489.229	0
	33.66	986.58	84.15	83020.707	0
E	1.53	111.15	84.15	9353.2725	0
	4.59	111.15	84.15	9353.2725	0
	7.65	111.15	84.15	9353.2725	0
	10.71	111.15	84.15	9353.2725	0
	13.77	111.15	84.15	9353.2725	0
	16.83	113.93	84.15	9587.2095	0
	19.89	122.69	84.15	10324.364	0
	22.95	130.32	84.15	10966.428	0
	26.01	137.16	84.15	11542.014	0
	29.07	143.50	84.15	12075.525	0
	33.66	151.78	84.15	12772.287	0
F	33.66	-834.798	9.801	0	-8181.8551
G	33.66	-455.344	19.602	0	-8925.6530
H	33.66	-151.782	348.48	0	-52892.991
I	33.66	531.235	156.816	0	83306.1477
		227.672	156.816	0	35702.6123

Tableau V.12. Valeurs des forces résultante pour Cpi = -0.5

Donc : $R_{xx} = \sum x_i R = 855255.159 \text{ N}$

$R_{yy} = \sum y_i R = 49008.2609 \text{ N}$

2/ SENS (y-y) V2 :

Pour $h = 33.66\text{m}$, et $b = 27.50\text{m}$: $C_d = 0.92$

Zj (m)	Kt	Z _{min}	Z0	Cr	Ct	Ce	q _{dyn} (N/m ²)
1.53	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
4.59	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
7.65	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
10.71	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
13.77	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
16.83	0.24	16	1	0.678	1	1.599	599.625
19.89	0.24	16	1	0.718	1	1.722	645.75
22.95	0.24	16	1	0.752	1	1.829	685.875
26.01	0.24	16	1	0.782	1	1.925	721.875
29.07	0.24	16	1	0.809	1	2.014	755.25
33.66	0.24	16	1	0.844	1	2.130	798.85

Tableau V.13. Pression dynamique q_{dyn} sens Y-Y

V.2 .8. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} (SENS y-y V2):

1/Parois verticales :

$e = \min [b , 2h] = \min [27.50 , 2 \times 33.66] \quad e = 27.50 \text{ m}$

$e = 27.50 > d = 19.80 \text{ m} \quad \mathbf{A', B'}$

AA'		BB'		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau V.14. Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate.

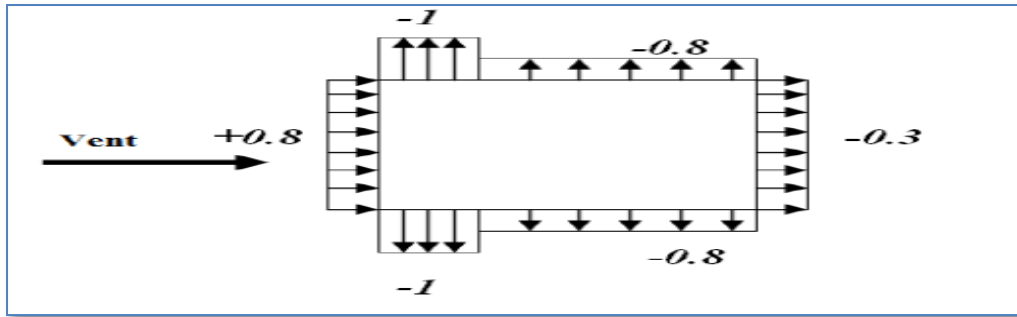


Figure V.5. Valeur Cp sur les parois verticales

2/ Toitures :

$C_{pe} = f(h_p/h)$ (tableau 5.2 chap. 5 RNV99)

$h_p/h = 0.60/33.66 = 0.0178$

	F		G		H		I	
	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	

Tableau V.15. Valeurs des Cpe sur la toiture plate

V.2.9. Evaluation de la pression intérieure (Cpi) (SENS y-y V2) : (chap. 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

V.2 .10. Evaluation de la pression due vent (q) (SENS y-y V2) :

1. Parois vertical : Cpi=0.8

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z)$ (N/m ²)
A	1.53	0.92	-1	0.8	585	-989.82
	4.59				585	-989.82
	7.65				585	-989.82
	10.71				585	-989.82
	13.77				585	-989.82
	16.83				599.625	-1014.56
	19.89				645.75	-1092.60

	22.95				685.875	-1160.50
	26.01				721.875	-1221.41
	29.07				755.25	-1277.88
	33.66				798.85	-1351.65
<u>B</u>	1.53	0.92	-0.8	0.8	585	-879.84
	4.59				585	-879.84
	7.65				585	-879.84
	10.71				585	-879.84
	13.77				585	-879.84
	16.83				599.625	-901.836
	19.89				645.75	-971.21
	22.95				685.875	-1031.55
	26.01				721.875	-1085.70
	29.07				755.25	-1135.89
	33.66				798.85	-1201.47
D	1.53	0.92	0.8	0.8	585	0
	4.59				585	0
	7.65				585	0
	10.71				585	0
	13.77				585	0
	16.83				599.625	0
	19.89				645.75	0
	22.95				685.875	0
	26.01				721.875	0
	29.07				755.25	0
	33.66				798.85	0
E	1.53	0.92	-0.3	0.8	585	-604.89
	4.59				585	-604.89
	7.65				585	-604.89
	10.71				585	-604.89
	13.77				585	-604.89
	16.83				599.625	-620.02

	19.89				645.75	-667.705
	22.95				685.875	-709.20
	26.01				721.875	-764.42
	29.07				755.25	-780.92
	33.66				798.85	-826.01

Tableau V.16. La pression due au vent (q) de la paroi verticale $C_{pi}=0.8$

2. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z)$ (N/m ²)
F	33.66	0.92	-1.6	0.8	798.85	-1802.21
G			-1.1			-1426.75
H			-0.7			-1126.37
I			± 0.2			-750.92
						-450.56

Tableau V.17. La pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$

3. Parois vertical :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z)$ (N/m ²)
A	1.53	0.92	-1	-0.5	585	-274.95
	4.59				585	-274.95
	7.65				585	-274.95
	10.71				585	-274.95
	13.77				585	-274.95
	16.83				599.625	-281.82
	19.89				645.75	-303.50
	22.95				685.875	-322.36
	26.01				721.875	-339.28
	29.07				755.25	-354.97
	33.66				798.85	-375.459
	1.53				585	-164.97
	4.59				585	-164.97

B	7.65	0.92	-0.8	-0.5	585	-164.97
	10.71				585	-164.97
	13.77				585	-164.97
	16.83				599.625	-169.06
	19.89				645.75	-182.101
	22.95				685.875	-193.41
	26.01				721.875	-203.56
	29.07				755.25	-212.98
	33.66				798.85	-225.275
D	1.53	0.92	0.8	-0.5	585	714.87
	4.59				585	714.87
	7.65				585	714.87
	10.71				585	714.87
	13.77				585	714.87
	16.83				599.625	732.74
	19.89				645.75	789.11
	22.95				685.875	838.14
	26.01				721.875	882.13
	29.07				755.25	922.91
33.66	798.85	976.20				
E	1.53	0.92	-0.3	-0.5	585	109.98
	4.59				585	109.98
	7.65				585	109.98
	10.71				585	109.98
	13.77				585	109.98
	16.83				599.625	112.73
	19.89				645.75	121.40
	22.95				685.875	128.95
	26.01				721.875	135.72
	29.07				755.25	141.99
33.66	798.85	150.18				

Tableau V.18. la pression due au vent (q) de la paroi vertical $C_{pi} = -0.5$

4. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q(z) (N/m ²)
F	33.66	0.92	-1.6	-0.5	798.85	-826.01
G			-1.1			-450.55
H			-0.7			-150.19
I			±0.2			225.27
						525.643

Tableau V.19. La pression due au vent (q) de la toiture Cpi= -0.5

V.2 .11. Calcul Force de frottement (SENS y-y V2):

$d/b = 19.80/27.50 = 0.72 < 3$condition non vérifié

$d/h = 19.80/33.66 = 0.58 < 3$condition non vérifié

- Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

V.2 .12: Détermination de la force résultante R (sens y-y V2):

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R (zx) (N)	R (zy) (N/)
D	1.53	0	60.59	0	0
	4.59	0	60.59	0	0
	7.65	0	60.59	0	0
	10.71	0	60.59	0	0
	13.77	0	60.59	0	0
	16.83	0	60.59	0	0
	19.89	0	60.59	0	0
	22.95	0	60.59	0	0
	26.01	0	60.59	0	0
	29.07	0	60.59	0	0
	33.66	0	60.59	0	0
	1.53	-604.89	60.59	-36650.285	0
	4.59	-604.89	60.59	-36650.285	0
	7.65	-604.89	60.59	-36650.285	0
	10.71	-604.89	60.59	-36650.285	0

E	13.77	-604.89	60.59	-36650.285	0
	16.83	-620.02	60.59	-37567.011	0
	19.89	-667.71	60.59	-40456.548	0
	22.95	-709.20	60.59	-42970.428	0
	26.01	-764.42	60.59	-46316.207	0
	29.07	-780.92	60.59	-47315.942	0
	33.66	-826.01	60.59	-50047.945	0
F	33.66	-1802.21	18.91	0	-34079.791
G	33.66	-1426.75	37.81	0	-53945.417
H	33.66	-1126.37	166.375	0	-187399.80
I	33.66	-750.92	302.5	0	-227153.3
		-450.56	302.5	0	-136294.4

Tableau V.20. Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = -447925.506 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = -638872.71 \text{ N}$$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R (zx) (N)	R (zy) (N/)
D	1.53	714.87	60.59	43313.973	0
	4.59	714.87	60.59	43313.973	0
	7.65	714.87	60.59	43313.973	0
	10.71	714.87	60.59	43313.973	0
	13.77	714.87	60.59	43313.973	0
	16.83	732.74	60.59	44396.716	0
	19.89	789.11	60.59	47812.175	0
	22.95	838.14	60.59	50782.902	0
	26.01	882.13	60.59	53448.256	0
	29.07	922.91	60.59	55919.117	0
	33.66	976.20	60.59	59147.958	0
	1.53	109.98	60.59	6663.6882	0
	4.59	109.98	60.59	6663.6882	0
	7.65	109.98	60.59	6663.6882	0
	10.71	109.98	60.59	6663.6882	0

E	13.77	109.98	60.59	6663.6882	0
	16.83	112.73	60.59	6830.310	0
	19.89	121.40	60.59	7355.626	0
	22.95	128.95	60.59	7813.081	0
	26.01	135.72	60.59	8223.275	0
	29.07	141.99	60.59	8603.174	0
	33.66	150.18	60.59	9099.406	0
F	33.66	-826.01	18.91	0	-15619.84
G	33.66	-450.55	37.81	0	-17035.30
H	33.66	-150.19	166.375	0	-24987.861
I	33.66	225.27	302.5	0	68144.175
		525.643	302.5	0	159007.01

Tableau V.21. Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = 609320.32 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = 169508.18 \text{ N}$$

.

V.3. Conclusion :

Effort	Vent (T)	Séisme (T)
$V_x(T)$	60.63	410.21
$V_y(T)$	16.95	379.98

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

Chapitre V :



Ferrailage des éléments structuraux

CHAPITRE VI: FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

VI.2. Combinaisons des charges :

- **Selon le règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

1) $1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U

2) $G + Q$ à l'E.L.S

- **Selon le règlement RPA 99 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

1) $G + Q \pm E$ (1)

2) $0,8 G \pm E$ (2)

VI.3. Ferrailage des poteaux :

VI.3.1. Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M. Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau. VI.1. Caractéristique mécanique des matériaux

VI.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) Armatures longitudinales :

-Leur pourcentage minimal en zone sismique **IIa** sera de :

- $A_s \geq 0.8\% b.h$ en zone II.

-Leur pourcentage maximal :

- 4% en zone courante.
- 6 % en zone de recouvrement.

-Le diamètre minimum est de 12mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de:

- 40ϕ en zone II.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone II

b) Armatures transversales : RPA99 (art 7.4.2.1) :

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

t: est l'espacement des armatures transversales.

- La zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_1, 15 \text{ cm})$.

- La zone courante : $t \leq 15 \phi_1$.

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

-La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

• **Selon le BAEL91 : (art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_1; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$

• La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

N^{\max} : $M^{\text{correspondant}}$

N^{\min} : $M^{\text{correspondant}}$

M^{\max} : $N^{\text{correspondant}}$

VI.3.3. Calcul de ferraillage :

ELU		G+Q+E		0.8G±E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)	M _{MAX} (KN.m)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.m)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)
1966.66	3.92	95.98	1297.55	-754.77	82.56	1431.00	2.81
	1.10	54.55			42.25		0.81

Tableau. VI.2. Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

VI.3.4. Organigramme de calcul du ferraillage en flexion composée :

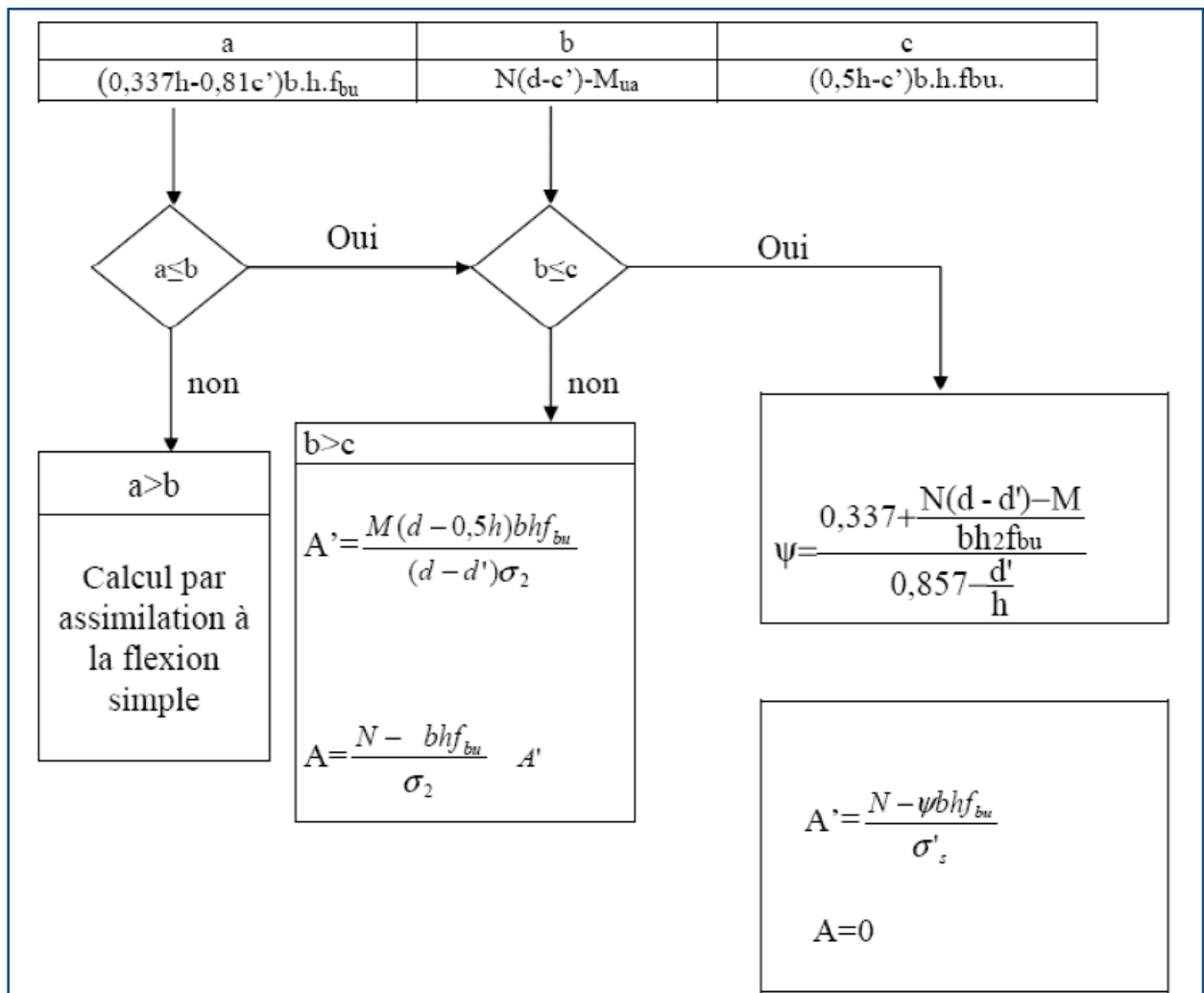


Figure.VI.1. Organigramme de calcul du ferraillage en flexion composée.

- **Calcul de la section d'armature :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du BAEL 91 en adoptant une excentricité totale de calcul

- **1^{ère} Cas : E.L.U :**

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{3.92}{1966.66} = 0.00199 \text{ m} = 0.0199 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

L : hauteur totale du poteau

$$e_1 = 2 + 0.0199 = 2.0199 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricité due aux effets du second ordre e_2 :

$$l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$l_f / h = 3,89 < \max (15 ; 0,734)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

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

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et qua si permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 13,475 \quad \lambda \leq 50 \text{ si}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,655 \end{cases}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.655 \times 2) = 0.0083 \text{ m} = 0.83 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,0199 + 0,83 = 2,85 \text{ cm}$$

$$e = 0.0285 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1966.66 \times 0,0285 = 56.04 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés :

$$N_{\text{utm}} = 1966.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 56.04 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 * 55 - 0.81 * 3) * 50 * 55 * 14.2 = 628.900 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N_u \times (d - h/2) = 56.04 + 1966.66 \times (0.52 - 0.55/2) = 537.871 \text{ KN.m}$$

$$B = 1966.66 * (0.52 - 0.03) - 537.871 = 425.79 \text{ KN. m}$$

$$\text{Alors : } A = 628.90 \text{ KN.m} > B = 425.79 \text{ KN.m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{537871000}{500 * 520 * 520 * 14.2} = 0.280$$

$$\mu = 0.258 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.378$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha_u = 0.848$$

$$A_{\text{Flexion}} = \frac{MA}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{537871000}{348 * 0.848 * 520} = 35.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{composé}} = A_F - \frac{Nu}{\sigma_s \cdot b} = 35.05 - \frac{1966.66}{348 * 100} = -21.46 \text{ cm}^2$$

$A=0 \longrightarrow$ donc :

La section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin des armatures des compressions.

- **2^{ème} Cas : 0.8G+E :**

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{82.56}{754.77} = 0.109 \text{ m} = 10.9 \text{ cm}$$

$$N_{\text{MIN}} = 754.77 \text{ (KN)}$$

$$e = e_1 + e_2 = 12.9 + 0.83$$

$$M_{\text{corr}} = 754.77 * 0.1373 = 103.62 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés :

$$N_{\text{MIN}} = 754.77 \text{ (KN)}$$

$$M_{\text{corr}} = 103.62 \text{ (KN. m)}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 * 55 - 0.81 * 3) * 50 * 55 * 18.5 = 819.341 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N_u \times (d - h/2) = 103.62 + 754.77 \times (0.52 - 0.55/2) = 288.54 \text{ KN.m}$$

$$B = 754.77 * (0.52 - 0.03) - 288.54 = 81.28 \text{ KN. m}$$

$$\text{Alors : } A = 819.341 \text{ KN.m} > B = 81.29 \text{ KN.m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{288540000}{500 * 520 * 520 * 18.5} = 0.115$$

$$\mu = 0.115 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.138$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha_u = 0.944$$

$$A_F = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{288540000}{400 * 0.944 * 520} = 14.69 \text{ cm}^2$$

$$A_C = A_F + \frac{N_u}{\sigma_s \cdot b} = 14.69 + \frac{754770}{400 * 100} = 33.55 \text{ cm}^2$$

• 3^{eme} Cas : G+Q+E :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{95.98}{1297.55} = 0.073 \text{ m} = 7.3 \text{ cm}$$

$$N_{\text{MIN}} = 1297.55 \text{ (KN)}$$

$$e = e_1 + e_2 = 9.3 + 0.83 = 10.13$$

$$M_{\text{corr}} = 1297.55 * 0.1013 = 131.44 \text{ KN. m}$$

Les efforts corrigés :

$$N_{\text{MIN}} = 1297.55 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 131.44 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 * 55 - 0.81 * 3) * 50 * 55 * 18.5 = 819.341 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corr}} + N_u \times (d - h/2) = 131.344 + 1297.55 \times (0.52 - 0.55/2) = 449.24 \text{ KN.m}$$

$$B = *(0.52 - 0.03) - 449.24 = 186.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 819.341 \text{ KN.m} > B = 186.55 \text{ KN.m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{449240000}{500 * 520 * 520 * 18.5} = 0.179$$

$$\mu = 0.179 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.223$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha_u = 0.910$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{288540000}{400 * 0.944 * 520} = 23.73 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s \cdot b} = 23.73 - \frac{1297.55}{400 * 100} = -8.70 \text{ cm}^2$$

$$A = 0 \longrightarrow \text{donc :}$$

La section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin des armatures des compressions.

VI.3.5. Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2, 1

D'après (RPA2003), le pourcentage minimal et maximal des armatures longitudinales sont donnés par :

- $A_{\text{min}} = 0.8\% (h \cdot b) = 0.008 (50 \times 55) = 22 \text{ cm}^2$ Zone IIa
- **Zone courante :** $A_{\text{max}} = (4 \times b \times h) / 100 = 110 \text{ cm}^2$
- **Zone de recouvrement :** $A_{\text{max}} = (6 \times b \times h) / 100 = 165 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{MIN}^{BAEL} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} * \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d} = 0.23 * 52 * 50 * \frac{2.1}{400} * \frac{0.196 - 0.45 * 52}{0.196 - 0.185 * 52} = 7.73 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{MIN}^{BAEL}, A_{CAL}, A_{min}) = 33.55 \text{ cm}^2$$

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
ELU	0	7.73	22	6HA25+ 2HA20 =
0,8G±E	33.55			35.73
G+Q±E	0			

Tableau. VI.3. Tableau récapitulatif des résultats.de poteau

On prend donc comme armature : **6HA25+ 2HA20 = 35.73 cm²**

VI.3.6. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$M_{corr} = 2.81 \text{ (KN.m)}$; $N_{max} = 1431.00 \text{ (KN)}$

$$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{2.81}{1431.00} = 0.00196$$

$$e_0 = 0.02 < \frac{h}{6} = 9.16 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b * h + 15 (A_1 + A_2) = 50 * 55 + 15(35.73) = 3285.95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 27.50 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 27.50 = 27.50 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = 1014933.154 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 2810 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_s}{100 \times B_0} = \frac{1431000}{100 \times 3285.95} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{2810}{1014933.154} = 0.00276$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.35 + 0.00276 \times 25 = 4.419 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.419 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ condition est vérifiée}$$

- Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = \sigma_s^1 = 15[4.35 + 0.00276(27.5 - 3)] = 66.264 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_2)] = \sigma_s^2 = 15[4.35 - 0.00276(52 - 27.50)] = 64.235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 66.264 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{ condition est vérifiée}$$

$$\sigma_s^2 = 64.235 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{ condition est vérifiée}$$

VI.3.7. Vérification du poteau à l'effort tranchant: BAEL91 (A.5.1, 212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q + E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 93.98 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$$

V(KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
93.98	50	52	0.36	3.33	CV

Tableau.VI.4. Résumé des efforts tranchants du poteau

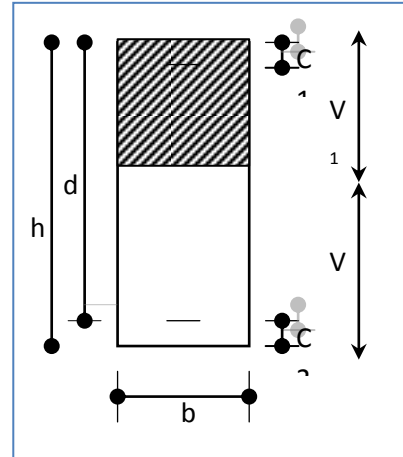


Figure.VI.2. section de poteau

• **Calcul d'armature transversale:**

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 400\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation. l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.5} \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} \right)$$

$$\lambda_g = (4.284) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

S : est l'espacement des armatures transversales

– La zone nodale : $S_t \leq 10\phi_1\text{cm}$ (Zone II)

– La zone courante : $S_t \leq 15\phi_1$ En prend 15 cm dans la zone courante.

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

Alors :

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 93980 \times 0.1}{55 \times 400} = 1.60 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 93980 \times 0.15}{55 \times 400} = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.40 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\phi_{10} / A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI.3.8. Vérification des armatures minimales: RPA99version2003 (7.4.2.2):

Soit la quantité d'armature minimale (**Zone IIa**).

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq (5\%) \implies A_t = 0.005 * 10 * 50 = 2.50 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq (5\%) \implies A_t = 0.005 * 15 * 50 = 3.75 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1, 3) :

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad \phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}^2$$

$$2/ \text{ leur espacement : } S_t \leq \min (15 \phi_t; 40 \text{ cm ; } a + 10 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min (37.5 \text{ cm ; } 40 \text{ cm ; } 55) \rightarrow \text{Condition Vérifier .}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

$S_{\text{POT}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	N^{mbr} des barres	$A_{\text{adapt}}(\text{cm}^2)$
50*55	33.35	6HA25+ 2HA20	35.73

Tableau.VI.5. Résumé les résultats finals de section de poteau

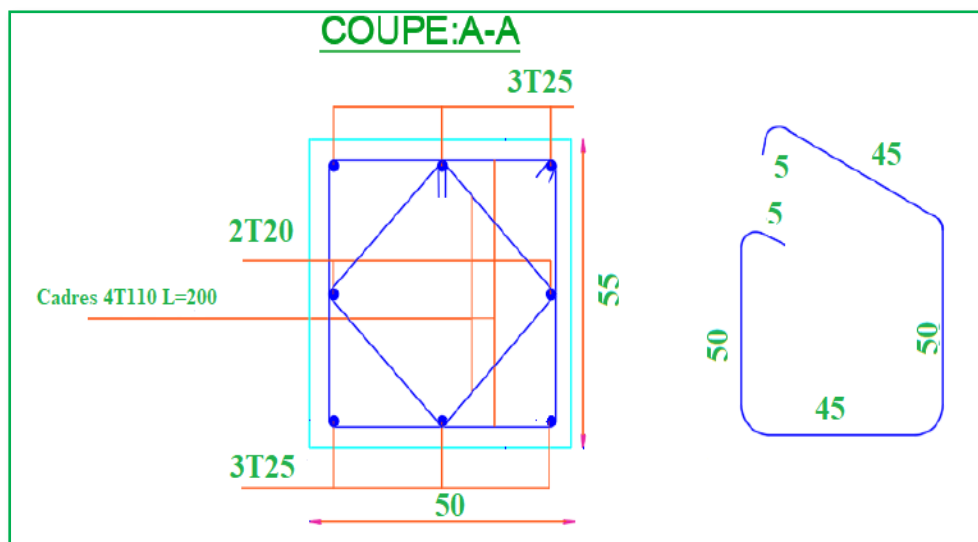
VI.3.9. Ferrailage du poteau :

Figure.VI.3. Coupe de ferrailage du poteau. 50x55

VI.4. ferrailage des poutres :

VI.4.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.4.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

- 1) E.L.U. : $1,35G + 1,5Q$ en travée.
- 2) ELS : $G+Q$ en travée

Selon le RPA 99/version 2003 :

- 1) $G+Q \pm E$ sur appuis.
- 2) $0,8G \pm E$ sur appuis.

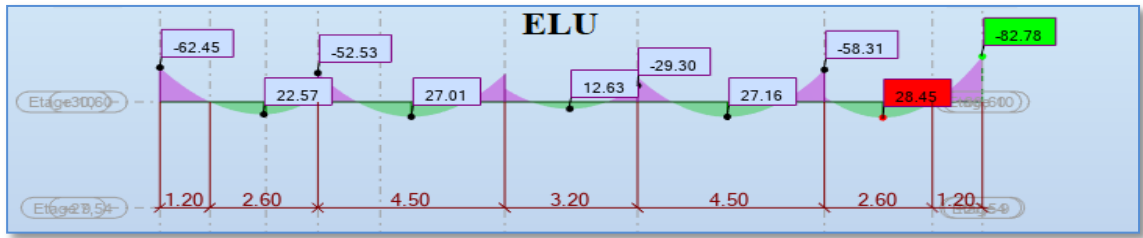
VI.4.3. Recommandations du RPA 99/version 2003 :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone recouvrement
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone II.
- ✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° . Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.
- ✓ Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).
Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable transitoire, et en appui pour une situation accidentelle

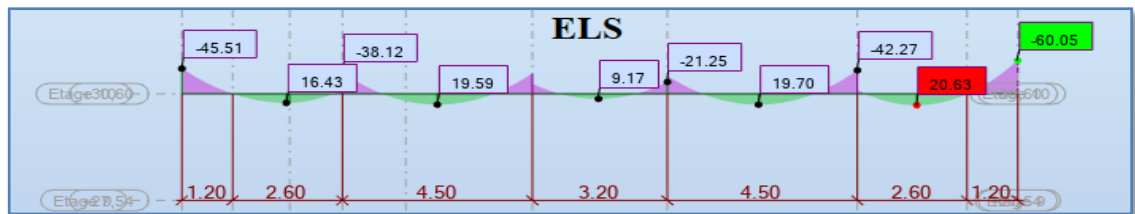
VI.4.4. Les diagrammes des moments :

1/ Poutre principale :

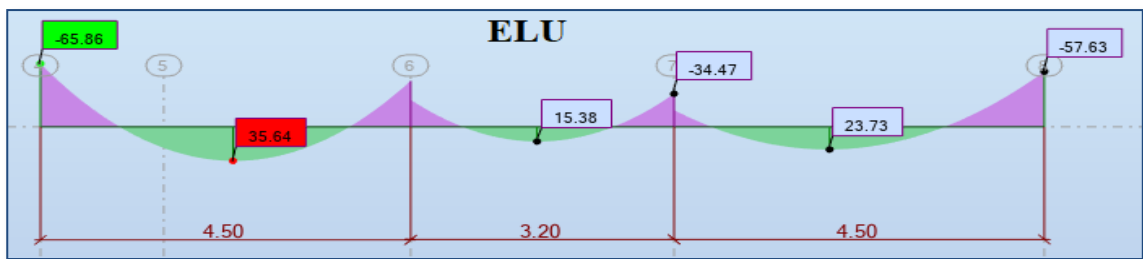
a) Moment maximal sur appui ELU :



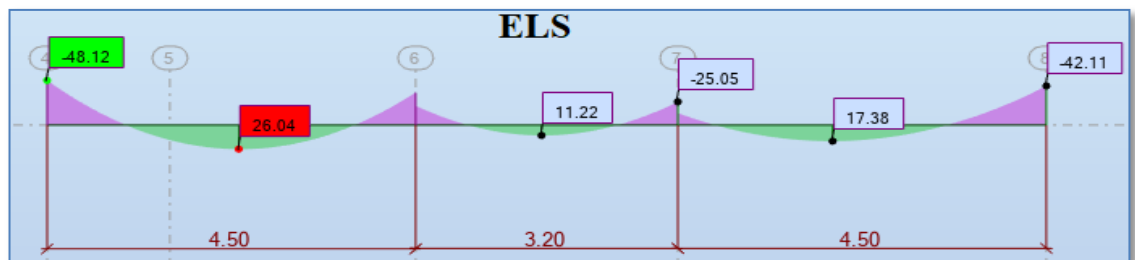
b) Moment maximal sur appui ELS :



c) Moment maximal en travée ELU :



d) Moment maximal en travée ELS :



e) Moment maximale sur appui A.C.C

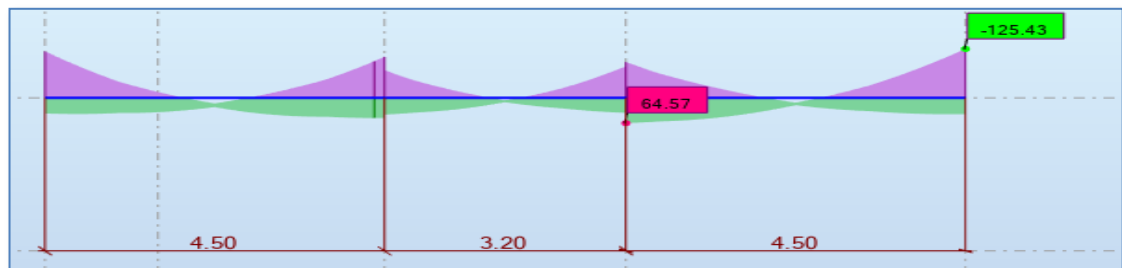
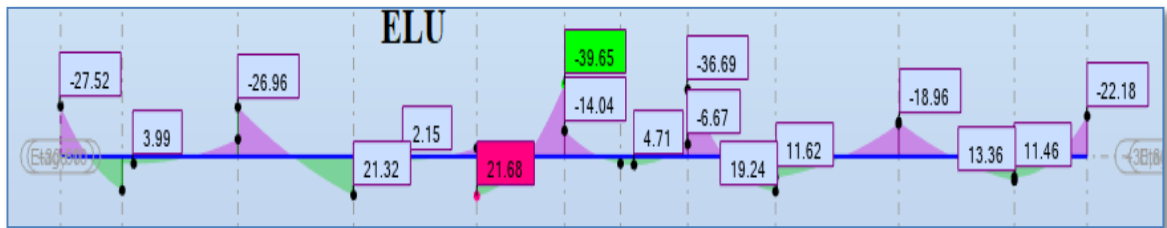


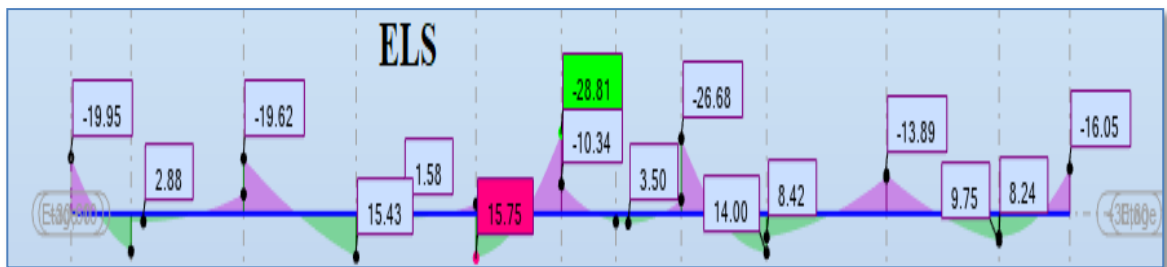
Figure.VI.4. Les diagrammes des moments des poutres principales en –travée et appui.

2/ Poutre secondaire :

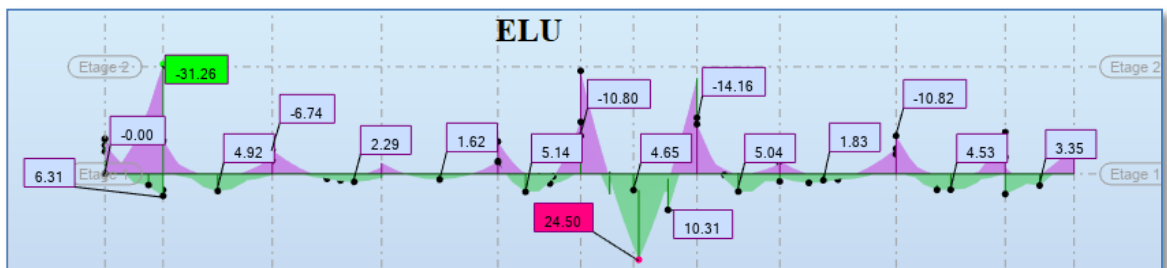
a) Moment maximale sur appui ELU :



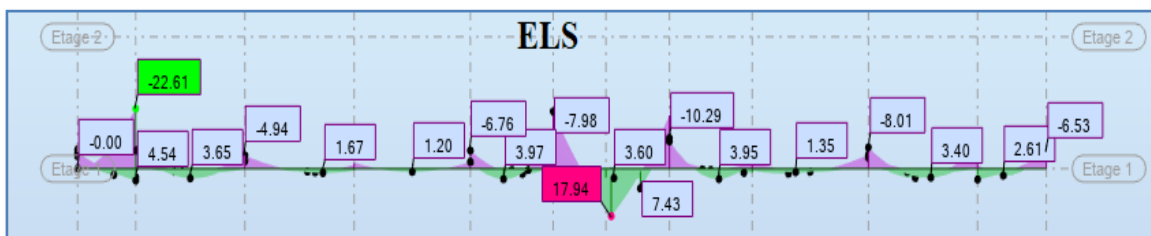
b) Moment maximale sur appui ELS :



c) Moment maximale en travée ELU :



d) Moment maximale en travée ELS :



e) Moment maximale sur appui A.C.C :

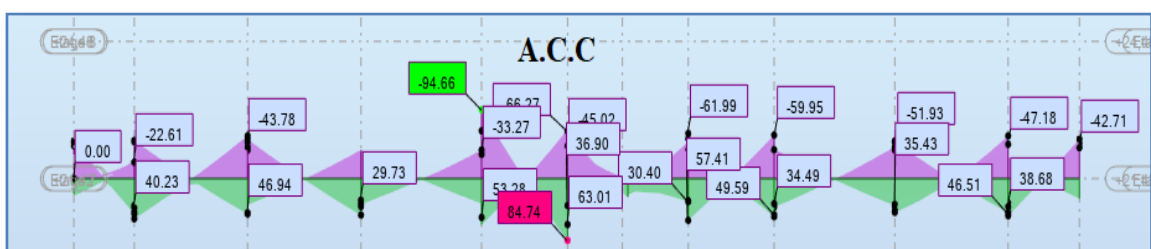


Figure.VI.5. Les diagrammes des moments des poutres secondaires en travée et appui.

Les résultats sont tirés à partir de logiciel ROBOT 2014 sous les combinaisons d'action suivante :

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
p.p	35.64	82.78	26.04	39.65	33.25	125.43
p.s	24.50	60.05	17.94	28.81	22.53	94.66

Tableau.VI.6. les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

VI.4.5. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

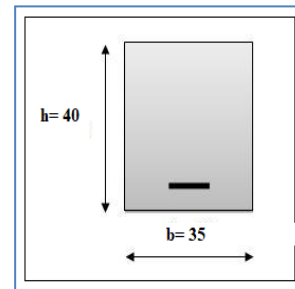
a) Poutre principale (35x45) :

Ferrailage longitudinal :

L'enrobage :

$$\Phi \leq \frac{H}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$C = 1 + \frac{\Phi}{2} = 1 + \frac{4}{2} = 3 \text{ cm}$$



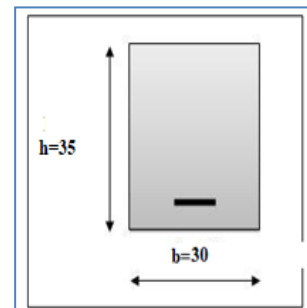
b) La Poutre secondaire (30x35):

Ferrailage longitudinal :

L'enrobage:

$$\Phi \leq \frac{H}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

$$C = 1 + \frac{\Phi}{2} = 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75 \text{ cm}$$



1 / ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$F_e = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A=0$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPA}$$

2 / ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité.

suivante est vérifier : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

3 / Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 7.00 \text{ cm}^2$$

4 / Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

5 / Pourcentage minimal et maximal:

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

- **D'après le BAEL91 (Art .B.6.4) :**

$$A'_{\min} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 35 = 1,4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A'_m = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

- **D'après le RPA99 (art-7.5.21)**

0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$

$$A_{\min} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 35 = 7.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

$$A_{\max} = \begin{cases} 4 \% h \times b \text{ en zone courante.} \\ 6 \% h \times b \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

6 / Condition de non fragilité :

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

$$\text{P.P } A_{\min} \geq 0.23 \times 35 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{P.S } A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$$

VI.4.6. Calcul les armatures des poutres :

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
p.p	<u>40</u>	<u>35</u>	<u>37</u>	<u>14.2</u>	<u>348</u>
p.s	<u>35</u>	<u>30</u>	<u>32</u>	<u>14.2</u>	<u>348</u>

1) En travée :

E.U.L : Combinaisons: 1.35G+1.5Q

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

	Mu (N.m)	μ	μl	α	β	Atravé(cm ²)
P. principale	35640	0.0523	0.392	0.0605	0.9757	2.83
p. secondaire	24500	0.0561	0.392	0.0650	0.973	2.26

a) E.L.S :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	Mu (N.m)	M _{ser} N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	
P.principale	0.0577	35640	26040	1.36	0.43	Condition Vérifier
p. secondaire	0.0881	24500	17940	1.36	0.43	Condition Vérifier

	A _{travée} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} cm ²	A_{\min}^{RPA} cm ²	A_{\min}^{RPA} cm ²	A _{adp} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
P. principale	2.83	1.4	1.56	7	3.39	3HA12
p. secondaire	2.26	1.05	1.159	5.25	3.39	3HA12

Tableau. VI.7. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principale et secondaire en travée

2) Sur Appuis :La combinaison : **G+Q+E** (Nappe supérieure) :

	M_u (N.m)	μ	μl	α	β	$A_{\text{appuis}}(\text{cm}^2)$
P. principale	125430	0.145	0.392	0.177	0.929	9.12
p. secondaire	94660	0.166	0.392	0.205	0.917	8.06

	$A_{\text{appuis}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} \text{cm}^2$	$A_{\text{min}}^{\text{RPA}} \text{cm}^2$	$A_{\text{min}}^{\text{RPA}} \text{cm}^2$	$A_{\text{max}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
P. principale	9.12	1.4	1.56	7	9.12	3HA14+3HA16=10.65
p. secondaire	8.06	1.05	1.159	5.25	8.06	3HA14+2HA16=8.64

Tableau.VI.8. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principale et secondaire sur appuis

VI 4.7. Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**1/ Les Poutres Principales :**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.40}{4.50} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{35 \times 37} = 0.0021 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

2/ Les Poutres Secondaires :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.35}{3.3} = 0.106 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{39}{30 \times 32} = 0.0021 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

VI.4.8. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

1 / Les poutres Principales :

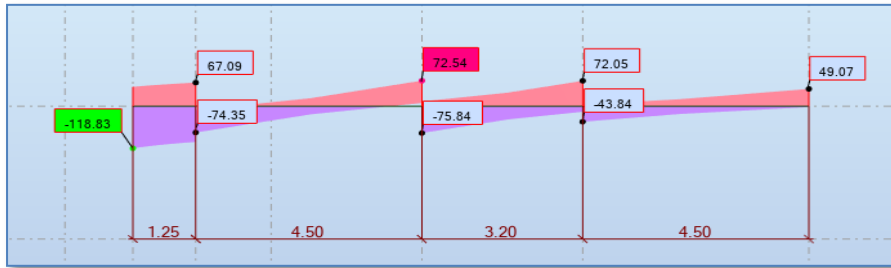


Figure.VI.6. Diagramme l'effort tranchant de la poutre principale

$$T_u^{\max} = 118.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{118830}{350 * 370} = 0.917 \text{ MPA}$$

$$\tau_{u-} = \min (0.20 * f_{c28} / \gamma_b : 5 \text{ MPA}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible .}$$

$$\tau_{u-} = (3.33 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.917 \text{ Mpa} \leq \tau_{u-} = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiées}$$

2/ Les Poutres Secondaires :

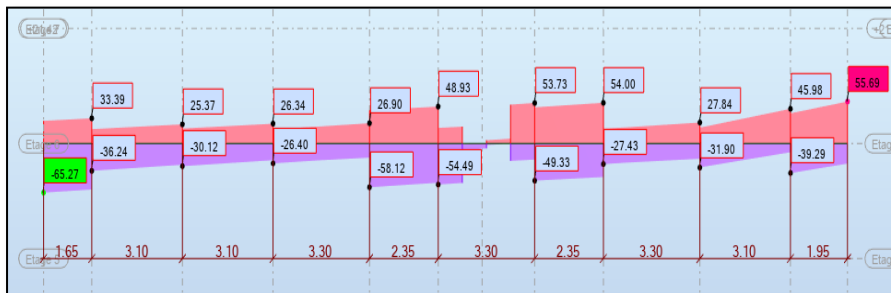


Figure.VI.7. Diagramme l'effort tranchant de la poutre secondaire

$$T_u^{\max} = 65.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{65270}{300 * 320} = 0.670 \text{ MPA}$$

$$\tau_{u-} = \min (0.20 * f_{c28} / \gamma_b : 5 \text{ MPA}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible .}$$

$$\tau_{u-} = (3.33, 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.670 \text{ MPA} \leq \tau_{u-} = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiées}$$

VI.4.9. Calcul Les Armatures Transversales :

a / Les Poutres Principales :

1 / Choix de ϕ_t

$$\Phi_t \leq \min (h/35; \phi_1; b/10) = \min (1.142 \text{ cm}, 1.2\text{cm}, 3.5 \text{ cm})=11.42 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

2 / En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 10\text{cm}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

3 / En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2) :

$$S_t \leq h/2 \quad S_t \leq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$S_t \leq \min (33.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (33.3 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

4 / Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$s_t \leq \frac{A_T * F_e}{0.4 * b_0} \quad A_T \geq \frac{s_t * 0.4 * b_0}{F_e} = \frac{15 * 0.4 * 35}{F_e} = 0.525 \text{ cm}^2$$

5 / Condition exigée par le RPA2003 : (A.7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodal).}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$\text{Soit: } 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodal).}$$

$$\text{Soit: } 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

b / Les Poutres Secondaires:**1 / Choix de φ_t**

$$\varphi_t \leq \min (h/35; \varphi_1; b/10) = \min (1 \text{ cm}, 1.2\text{cm}, 3 \text{ cm}) = 10 \text{ mm}$$

On Prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

2 / En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq \min (h/4; 12\varphi_1; 30\text{cm}) = 10\text{cm}$$

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

3 / En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2) :

$$St \leq h/2 \longrightarrow St \leq 20 \text{ cm} \longrightarrow St = 15 \text{ cm}$$

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

$$St \leq \min (24.75 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (24.75 \text{ cm}; 40\text{cm}) \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

4/Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$s_t \leq \frac{A_T * F_e}{0.4 * b_0} \quad A_T \geq \frac{s_t * 0.4 * b_0}{F_e} = \frac{15 * 0.4 * 30}{F_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

5-Condition exigée par le RPA2003 : (A.7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm} \text{ (en zone nodal).}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$\text{Soit: } 4\varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
P.P (35×40)	Travée	3HA12	3.39
	Appui	3HA14+3HA16	10.65
P.S (30×35)	Travée	3HA12	3.39
	Appui	3HA14+2HA16	8.64

Tableau.VI.9. Les résultats des ferrillages des poutres

VI.4.10. Schéma du Ferraillage de la poutre :

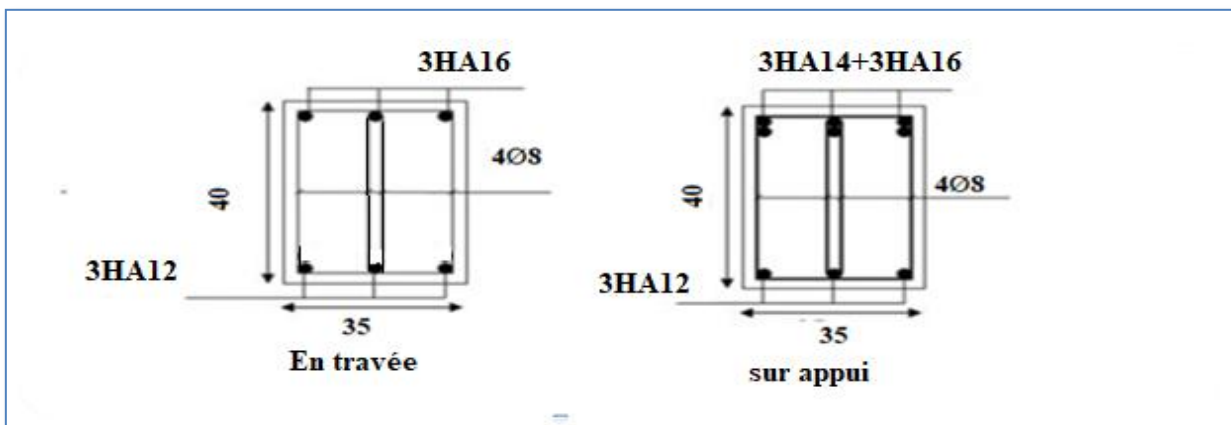


Figure .VI.8. Ferraillage du Poutre principale (35x40)

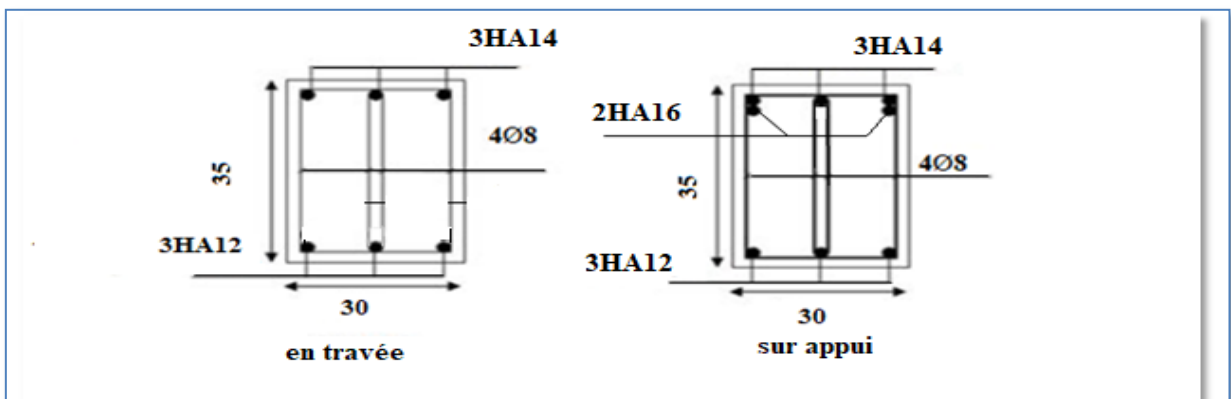


Figure. VI.9. Ferraillage de la Poutre secondaire (30x35)

VI.5. Ferrailage des voiles :

VI.5.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VI.5.2. Types d'armatures :

VI.5.2.1. Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

VI.5.2.2. Aciers horizontaux :

Même que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de RPA99.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

VI.5.2.3. Règles générales :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes : Article 7.7.4.3 RPA :

- $S \leq 1.5e$
- $S \leq 30 \text{ cm.}$

e : Epaisseur du voile.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

VI.5.2.4. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI.5.3. Calcul de la section d'armature :**VI.5.3.1. Ferrailage vertical:**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

1. Entièrement tendu (S. E. T).
2. Entièrement comprimée (S. E.C).
3. partiellement comprimée (S. P. C).

VI.5.3.2. Etape de calcul :

- Détermination de la nature de la section :

1. Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c' est : $\frac{h}{6}$)
2. Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

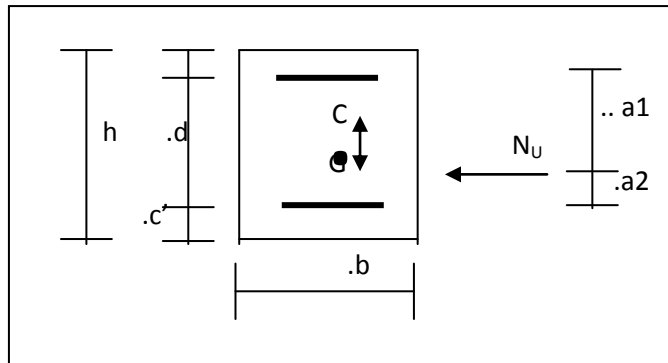
- Calcul des sections suivant leurs natures :

1) **Section entièrement tendue** : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$



-Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

- Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

2) **Section entièrement comprimée** : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81.d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

Si : $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

3) Section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

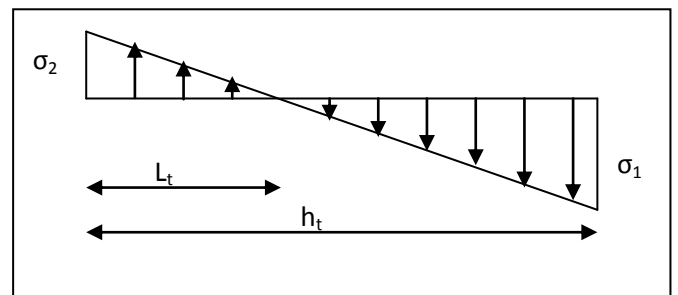
Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\text{Pour es voiles pleins :} \quad \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{cases}$$



$$1. 1^{\text{ere}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$2. 2^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h.$$

$$3. 3^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \geq 0 ; \quad l_t = 0$$

- $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$
- $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$
- $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h'$ (en zone courante)

• **Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91**

G+Q± E: $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	275.12	-861.18	1390.81

Tableau.VI.10. les résultats des efforts et moments de voile

$$M = 1390.81 \text{ KN.m}$$

$$N = 861.18 \text{ KN}$$

$$H = 3.30 \text{ m} ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 3,27 \text{ m}; \quad a = 0,20 \text{ m}$$

• **Détermination de l'excentricité e :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1390.81}{861.18} = 1.62 \text{ m}$$

$$\checkmark A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 330 - 0.81 \times 3) 20 \times 330 \times 18.5 = 13282.038 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\checkmark M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1390.81 + 861.18(3.27 - 1.65) = 2785.92 \text{ KN.m}$$

$$B = 861.18 (3,27 - 0.03) - 2785.92 = 4.30 \text{ KN.}$$

Donc :

B < A \Rightarrow donc la section est **partiellement comprimée**.

1/ Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \cdot e}{h} = \frac{20 \cdot 1.62}{3.30} = 9.81$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \cdot 3.06}{3.3} = 0.650$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.650 \leq 15 \text{ c.v}$$

2 / Calcul de ferrailage :

Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1390.81 + 861.18(3.27 - 1.65) = 2785.92 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{2785920}{20 \cdot 327 \cdot 327 \cdot 18.5} = 0.0704$$

$$\mu = 0.0704 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0822$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha_u = 0.967$$

$$A_f = \frac{MA}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2785920000}{400 \cdot 0.967 \cdot 3270} = 22.02 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s \cdot b} = 22.02 - \frac{861.18 \cdot 1000}{400 \cdot 100} = 0.49 \text{ cm}^2$$

M_1 (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A_f (cm ²)	A_c (cm ²)
2785.92	0.0704	0.392	0.0822	0.967	22.02	0.49

Tableau.VI.11. Résumé des calculs section voile

3/ L'armature verticale minimale :

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli :

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{861.18 * 1000}{200 \times 3300} + \frac{6 * 1390.81 * 1000 * 1000}{200 \times 3300^2} = 5.14 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{861.18 * 1000}{200 \times 3300} - \frac{6 * 1390.81 * 1000 * 1000}{200 \times 3300^2} = -2.53 \text{ MPA}$$

$$\sigma_1 = \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 = \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimé

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = \frac{2.53}{5.14 + 2.53} * 3.30 = 1.08 \text{ m}$$

Alors $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 4.32 \text{ cm}^2$

4/ Le pourcentage minimum d'armatures verticales:

- **globalement dans la section du voile :** 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h$$

$$A_{min}^g = 0.0015 \times 20 \times 330 = 9.9 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone tendue :**

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = \max(0.49 \text{ cm}^2 ; 4.32 \text{ cm}^2)$$

Alors en prend $A = 4.32 \text{ cm}^2$

Soit : **10HA8** = 5.03 cm²

- **En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t = 1.14 \text{ m}$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h'$$

$$A_{min2} = 0.001 \times 20 \times 114 = 2.28 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 * 4.52 + 2.28 \geq A_{min}^g = 9.9 \text{ cm}^2 \text{ c.v}$$

$$A = \text{Max} (A_{tot} = 11.32 \text{ cm}^2; A_{min}^g = 9.9 \text{ cm}^2); A = A_{tot} = 11.32 \text{ cm}^2$$

5/ L'espacement :

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 20; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{15}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2} \right\} = \min \{15; 15\} \Rightarrow D = 15 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

VI.5.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T}{a \times d} = \tau_b = \frac{1.4 \times 275.12 * 1000}{200 \times 3270} = 0.58 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

$$\tau_b = 0.58 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement

VI.5.5. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times a \times 1\text{m} = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ par ml

L'espacement des barres :

D'après (RPA 2003 Art.7.7.4.3. p: 52)

$$S < \min(1, 5.a; 30 \text{ cm}) = \min(20 \times 1, 5; 30 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \rightarrow St = 30 \text{ cm}.$$

VI.5.6. Vérification de contrainte de compression :

$$\sigma_c = \frac{861.18 * 1000}{200 \times 3300} + \frac{6 * 1390.81 * 1000 * 1000}{200 \times 3300^2} = 5.14 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ Mpa} \dots \text{c.v}$$

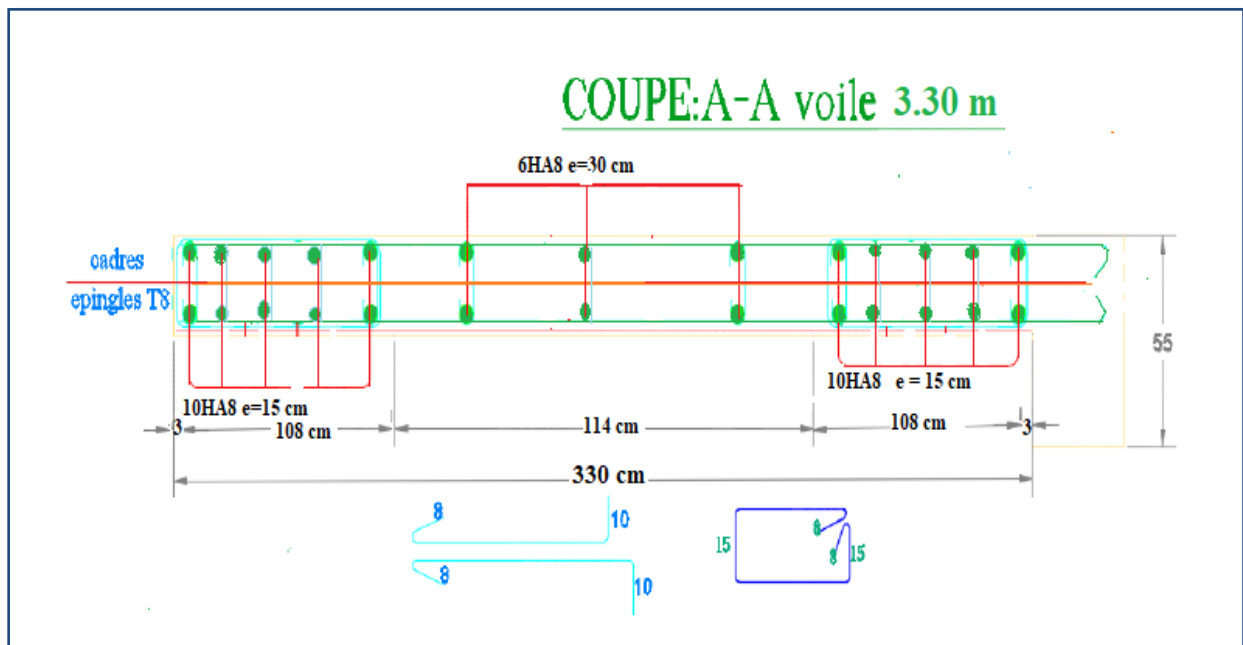
VI.5.7. Schéma du Ferrailage du voile :

Figure.VI.10.Schéma de ferrailage des voiles.

Chapitre VII



**Etude de
l'infrastructure**

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 .Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage.
- La distance entre axes des poteaux.

VII. 2. Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII.2.1. Choix de type de fondation :

Pour les fondations superficielles il existe trois type fondation :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général

VII.2.2. Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VII.3. Calcul des fondations :

VII.3.1. Etude géotechnique :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Sétif.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $Q=1.5$ bars pour l'ensemble du site.
- types de sol : classé dans la catégorie S3 (**sol meuble**)
- ancrage des fondations : $D = 3$ m

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%).$$

VII.3.2. Calcul la section des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5\text{bars} = 15 \text{ T/ m}^2$$

N_s : La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

$$N_T = N_G + N_Q = 6813.053 \text{ T}$$

$$N_s = N_T + (5\% * N_T)$$

On prend $5\%N_T$ pour prendre en considération du poids du sous sol:

$$N_s = 6813.053 + (6813.053 * 5\%) = 7153.70 \text{ T}$$

$$s \geq \frac{7153.70}{15} = 476.91\text{m}^2$$

$$S_s = 476.91 \text{ m}^2$$

Surface total du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 417.06 \text{ m}^2$

Vérification :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{476.91}{417.06} = 1.14 \quad 114.3 \% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécuté.

VII.4. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage :

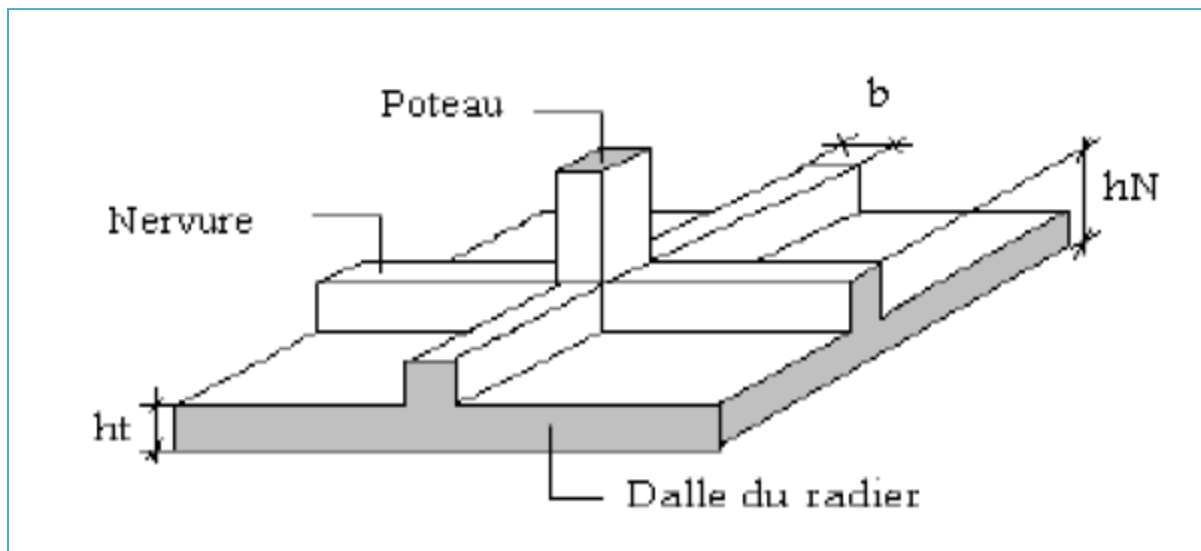


Figure VII.1. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VII.4.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

A. Condition forfaitaire :

$$\text{Sous voiles : } \frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : la plus grande travée

h_r : Épaisseur du radier.

$$L_{max} = 450\text{cm} \rightarrow 56.25\text{cm} \leq h_r \leq 90\text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 75$

B. La dalle :

La dalle : La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h \geq \frac{450}{20} = 22,5\text{cm}$$

La nervure: La nervure du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h \geq \frac{450}{10} = 45\text{ cm}$$

Avec :

L_{max} : distance maximale entre deux files successives. ($L_{max} = 4.50\text{m}$)

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25\text{ cm}$).

c) Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

L_e : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$

b : largeur du radier. (Bande de 1 mètre).

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{\max} = 4,30 \text{ m}$, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$, $K = 4000 \text{ t/m}^3$.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * 4000 * 4.5^4}{3.2 * 10^6 * 3.14^4}} = 0.63 \text{ m}$$

Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (75 \text{ cm}, 22.5 \text{ cm}, 63 \text{ cm})$$

On prend une épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

On prend : $h_r = 75 \text{ cm}$.

Remarque:

Pour des raisons d'économie on va adopter un radier nervuré avec :

$$h_{\text{radie}} = 45 \text{ cm} ; h_{\text{Nervure}} = 75 \text{ cm}$$

VII.4.2. Vérification de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

Détermination des efforts :

$$\text{ELU: } N_u = 9774.53 \text{ T}$$

$$\text{ELS: } N_s = 7153.70 \text{ T}$$

$$\text{Els : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{7153.70}{15} = 476.91 \text{ m}^2$$

$$\text{Elu : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{9774.53}{15} = 651.63 \text{ m}^2$$

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment

VII.4.3. Calcul de débordement D:

$$D = \frac{S_{radier} - S_{batiment}}{(l_x + l_y) * 2}$$

$$D = \frac{476.91 - 417.09}{(27.50 + 19.80) * 2} = 0.63 \text{ m}$$

On prend : $D = 65 \text{ cm}$

VII.4.4. Vérifications diverses :**VII.4.4.1. Vérification au poinçonnement :**

a)-vérification pour les poteaux (Article A.5.2.42) BAEL 91

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le règlement propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u \geq 0.045 \cdot \mu \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_\beta$$

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

$$N_u = 196.66 \text{ T}$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen

$$\mu_c = 2(0.50 + 0.55 + 2 \times 0.75) = 5.1 \text{ m}$$

$$N_u = 196.66 \text{ T} \leq 0.045 * 5.1 * 0.75 * 2500 / (1.5) = 289.68 \text{ T}$$

$$N_u = 196.66 \text{ T} \leq 286.87 \text{ T} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

b)-vérification pour les voiles :

$$N_u \geq 0.045 \cdot \mu \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_\beta$$

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 128.137 \text{ T}$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen

$$\mu_c = 2(2.60 + 0.20 + 2 \times 0.75) = 8.6 \text{ m.}$$

$$N_u = 128.13 \text{ T} \leq 0.045 * 8.6 * 0.75 * 25 / (1.5) = 483.75 \text{ T}$$

$$N_u = 128.13 \text{ T} \leq 483.75 \text{ T} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

VII.4.4.2. Vérification de la stabilité du radier a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 3\text{m}$).

S: surface de radier ($S = 476.91\text{m}^2$).

$$W = NG + N_{\text{radier}}$$

$$NG = 6341.20 \text{ T}$$

$$N_{\text{radier}} = 476.91 \times 0.75 \times 25 = 8942.06 \text{ KN}$$

$$W = 6341.20 + 8942.06 = 7235.406 \text{ T}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1.5 \cdot 10 \cdot 3 \cdot 476.91 = 21890.169 \text{ T}$$

$$W = 7235.406 \text{ T} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 21890.169 \text{ T}$$

VII.4.5. Caractéristiques géométriques du radier:

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} = 12.96 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i} = 9.43 \text{ m}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{X-X} = \frac{B \cdot H^3}{12} = \frac{27.50 \cdot 19.80^3}{12} = 17788.815 \text{ m}^4$$

$$I_{Y-Y} = \frac{H \cdot B^3}{12} = \frac{19.80 \cdot 27.50^3}{12} = 34314.843 \text{ m}^4$$

VII.4.6.Vérification de stabilité :**VII.4.6.1.Vérification de la stabilité du radier au renversement:**

La vérification est effectuée pour le moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y). On a :

- e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M : moment dû au séisme.
- N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales}$$

$$N_{\text{total}} = 48559,84 \text{ KN}$$

$$M_x = 80541,41 \text{ KN}$$

$$M_y = 90492,15 \text{ KN}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N total(KN)	48559.84	48559.84
M(KN.m)	80541.41	90492.15
e(m)	0.600	1.86
L/4(m)	6.875	4.95
condition	vérifiée	vérifiée

Tableau VII.1. La stabilité du radier au renversement

VII.4.6.2. Vérification des contraintes des fondations :

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} * 1.5$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times X_G}{I}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	17788.815	48559.84	80541.41	476.91
Y-Y	34314.843	48559.84	90492.15	476.91

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	160.50	43.14	106.59	225	C.V
Y-Y	127.75	77.25	115.125	225	C.V

Tableau VII.2. Vérification des contraintes des fondations

VII.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant des contraintes engendrées par le sol.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculé comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

VII.5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν ($\nu = 0.2$ à l'ELS et 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VII.5.2. Calcul des charges :

ELU	ELS
$q_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{S_{rad}} = \frac{9774.53}{476.91}$	$q_s = \frac{G + Q}{S_{rad}} = \frac{7153.70}{476.91}$
$q_u = 20.5 \text{ T/m}^2$	$q_s = 15.00 \text{ T/m}^2$

Tableau.VII.3. Calcul des charges

Le panneau calculé est le plus grand panneau panneau intermédiaire 4.50m×3.30m)

VII.5 .3. Calculs des armatures :

A-L'ELU: $v = 0$; $q_u = 20.50 \text{ T/m}$.

On a : $\alpha = 3.30/4.50 = 0.73 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau: **Annexes.**

$$\mu_x = 0.0646$$

$$\mu_y = 0.479$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0646 \times 20.50 \times 3.30^2 = 14.42 \text{ T.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.479 \times 14.42 = 6.91 \text{ T.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 14.42 = 10.815 \text{ T.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 6.91 = 5.183 \text{ T.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 14.42 = 7.21 \text{ T.m}$$

sens X-X				sens Y-Y			
μ_x	M_x	M_{tx}	M_{ax}	μ_y	M_y	M_{ty}	M_{ay}
0.0646	14.42	10.815	7.21	0.479	6.91	5.183	7.21

Tableau VII.4. Résultats des moments sur appui et en travée(ELU)

- Calculs des armatures

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{c28}}{f_e}$$

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$

$f_t=2,1\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=45\text{cm}$

$\sigma_s=348\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 45 - 5 - \frac{4.5}{2} = 37.75 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 33.25 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	72.10	108.15	72.10	51.83
M	0.035	0.053	0.045	0.033
μ_L	0.392	0.392	0.392	0.392
$\mu < \mu_L$	c.v	c.v	c.v	c.v
A	0.04	0.061	0.052	0.038
B	0.984	0.975	0.979	0.985
As (cm ² /ml)	5.57	8.44	6.36	4.54
As min (cm ² /ml)	5.40	5.40	4.78	4.78
Choix des barres	6HA12	6HA14	6HA12	6HA12
As Choix (cm ² /ml)	6.79	9.24	6.79	6.79
Espacement (cm)	16	16	16	16

Tableau VII.5. Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU)

B – L'ELS: $v = 0.2$ $q_u = 15.00 \text{ T/m}$.

$\alpha = 3.30/4.50 = 0.73 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A- partir du tableau: **Annexes.**

$\mu_x = 0.0708.$

$\mu_y = 0.620.$

Donc les moments sont:

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0708 \times 15.00 \times 3.30^2 = 11.56 \text{ T.m}$

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.620 \times 11.56 = 7.17 \text{ T.m}$

$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 11.56 = 8.67 \text{ T.m}$

$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 7.17 = 5.37 \text{ T.m}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 11.56 = 5.78 \text{ T.m}$

sens X-X				sens Y-Y			
μ_x	M_x	M_{tx}	M_{ax}	μ_y	M_y	M_{ty}	M_{ay}
0.0708	11.56	8.67	5.78	0.620	7.17	5.37	5.78

Tableau VII.6. Résultats des moments sur appui et en travée(ELS)

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	57.80	86.70	57.80	53.70
μ	0.027	0.04	0.037	0.034
μ_L	0.392	0.392	0.392	0.392
$\mu < \mu_L$	C.V	C.V	C.V	C.V
α	0.037	0.051	0.047	0.043
β	0.986	0.979	0.981	0.982
As (cm ² /ml)	7.69	11.63	9.05	7.18
As min (cm ² /ml)	5.40	5.40	4.78	4.78
Choix des barres	5HA14	6HA16	6HA14	5HA14
As Choix (cm ² /ml)	7.70	12.06	9.24	7.70
Espacement (cm)	20	16	16	20

Tableau VII.7. Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)

VII.5.4. Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b * d}$$

$$v_u = \frac{q_u * l_x * l_y}{2l_y + l_x} = \frac{205 * 3.3 * 4.50}{2 * 4.50 + 3.3} = 247.5 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{247.50 * 1000}{1000 * 337.5} = 0.73 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.483 \text{ MPA} < \tau = 2,5 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VII.6. Etude du débord du radier:

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 65 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

B cm	H cm	d cm	L cm	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)
100	45	37.75	65	205	150

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{c28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0.0025 * b * h = 0.0025 * 100 * 45 = 11.25 \text{ cm}^2$$

L'ELU :

$$M_U = q_u * \frac{l^2}{2} = 43.30 \text{ KN.m}$$

M _{max}	μ	α	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)
43.30	0.021	0.023	0.990	3.32	5.40	11.25

Donc A_s = max (A_{BAEL}, A_{s cal} ,).

$$A_s = 11.25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit A=12.06= 6HA16 /ml avec un espacement 16 cm.

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=3.14=4\text{HA}10$ avec un espacement 25 cm.

VII.7. Les sollicitations sur les nervures :

la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et Triangulaires).

a) Charge triangulaire

$p = \frac{q_u * l_x}{4}$, Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire

b) Charge trapézoïdale.

$p = \left(1 - \frac{p}{2}\right) * \frac{q_u * l_x}{2}$: Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

VII.7.1. Calcul les charges revenant à la nervure :

ELU: $N_u = 9774.53 \text{ T}$

ELS: $N_s = 7153.70 \text{ T}$

$S_{\text{radier}} = 476.91 \text{ m}^2$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{9774.53}{476.91} = 205.0 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{7153.70 \text{ T}}{476.91} = 150.0 \text{ KN/m}^2$$

VII.7.2. Calcul des sollicitations :**Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2018 :**

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés dans les tableaux ci-après :

a) Sens (x-x) :

Travée (m)	1.65	3.10	3.10	3.30	2.35	3.30	2.35	3.30	3.10	1.95
PU (KN/m)	169.08	317.66	317.66	338.16	240.80	338.16	240.80	338.16	317.66	199.82
PS (KN/m)	123.74	232.50	232.20	247.50	176.26	247.50	176.26	247.50	232.20	146.26

b) Sens (y-y) :

Travée (m)	3.8	4.5	3.20	4.50	3.8
PU (KN/m)	382.66	428.34	337.85	428.34	382.66
PS (KN/m)	280.08	313.52	247.28	313.52	280.08

VII.7.3. Diagrammes des efforts sur les nervures :

a) Sens -X :

ELU :

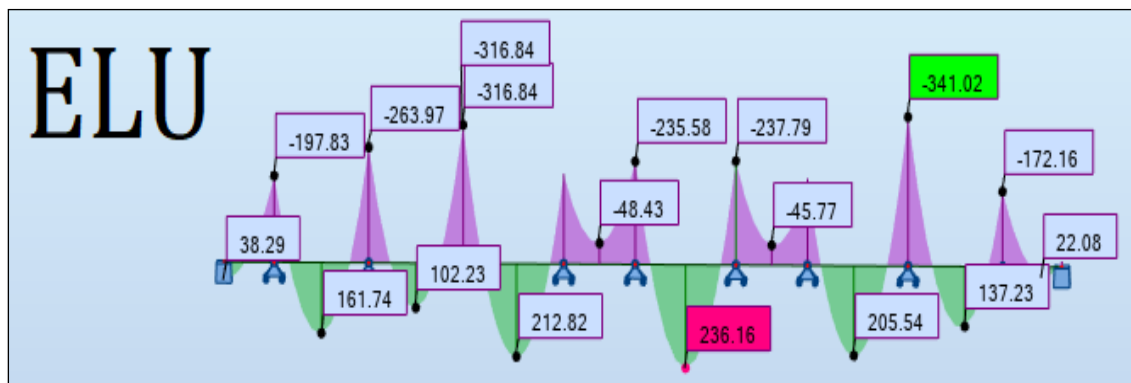


Figure. VII. 2. Diagramme des moments fléchissant sens X (ELU)

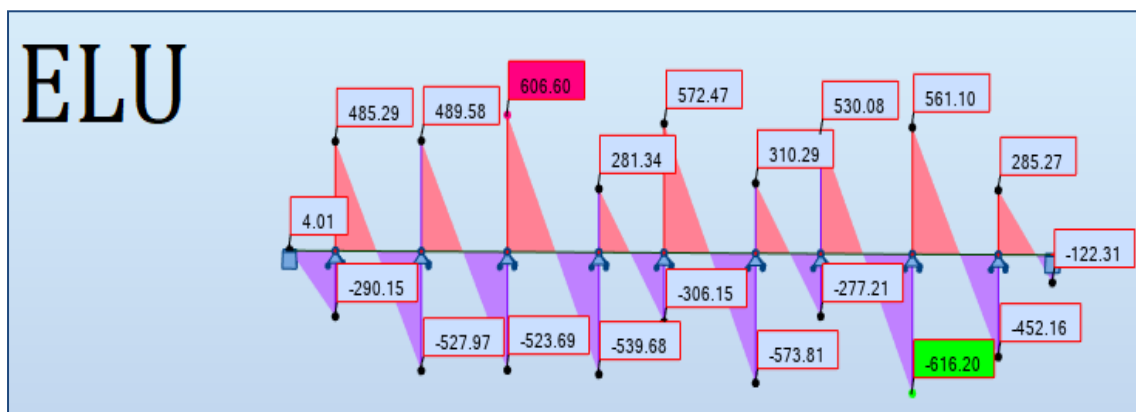


Figure. VII. 3. Diagramme des efforts tranchant sens X (ELU)

-ELS :

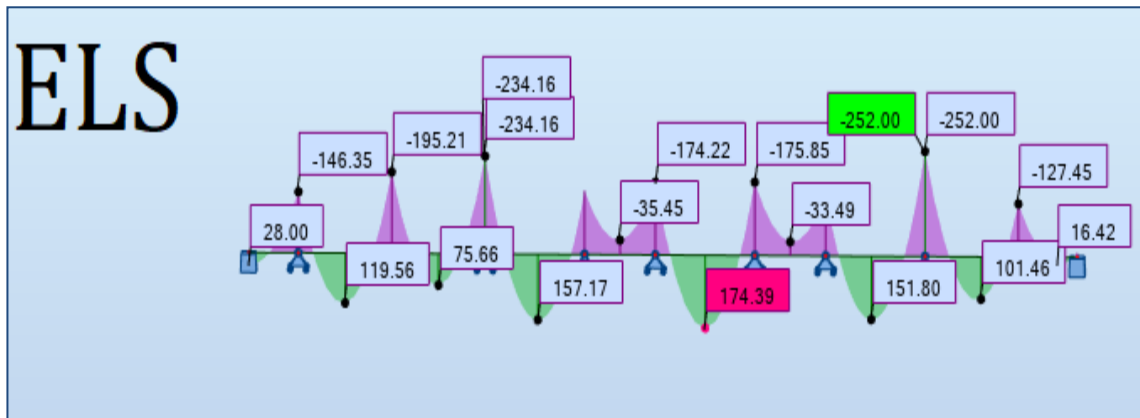


Figure. VII. 4. Diagramme des moments fléchissant sens X(ELS)

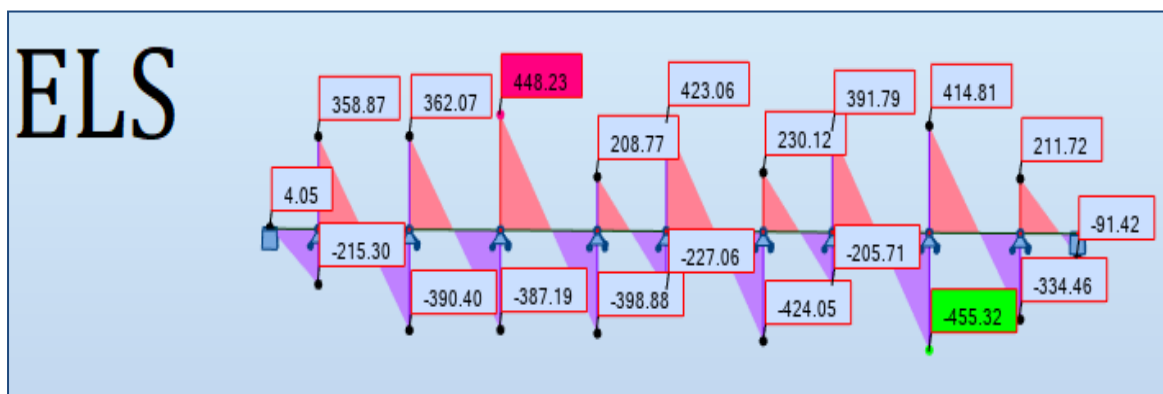


Figure. VII. 5. Diagramme des efforts tranchant sens X (ELS)

b) Sens-Y :

ELU :

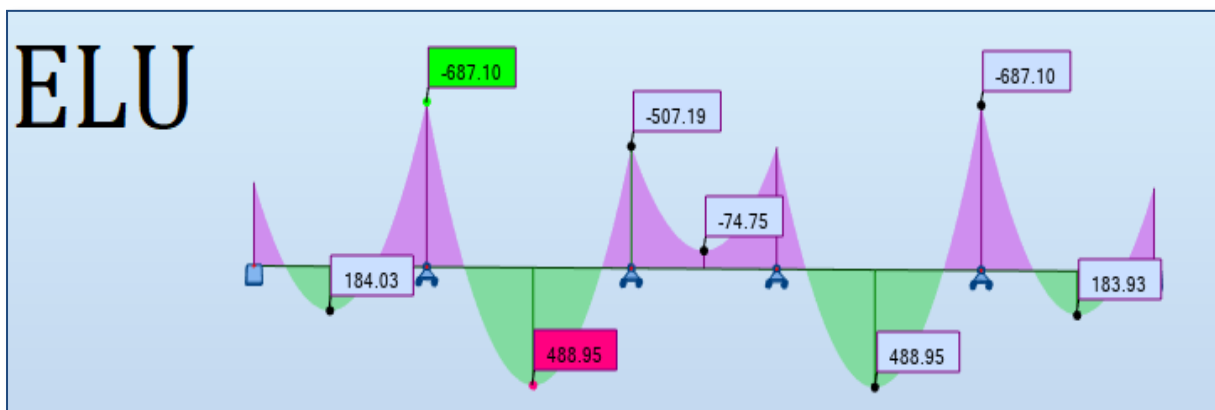


Figure VII.6. Diagramme des moments fléchissant sens Y (ELU)

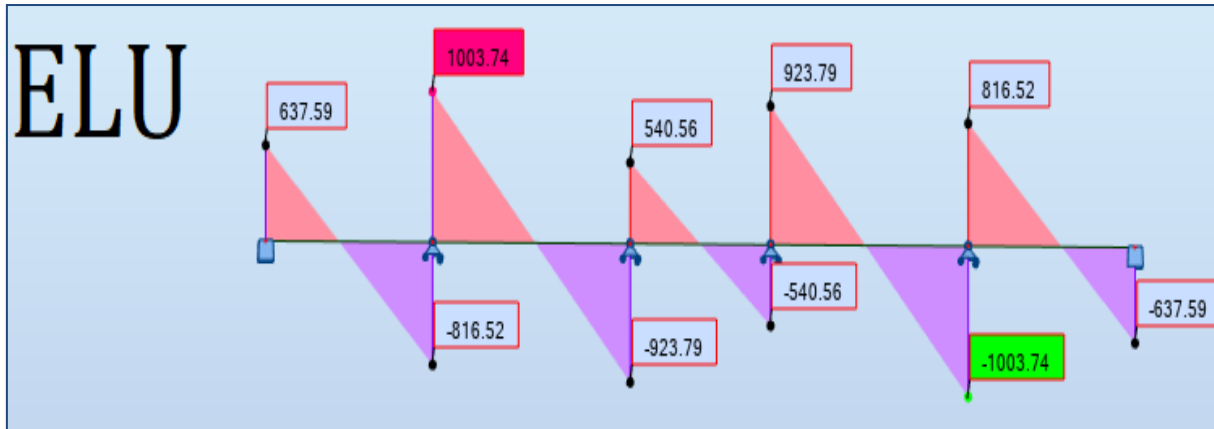


Figure VII.7. Diagramme des efforts tranchant sens Y (ELS).

ELS :

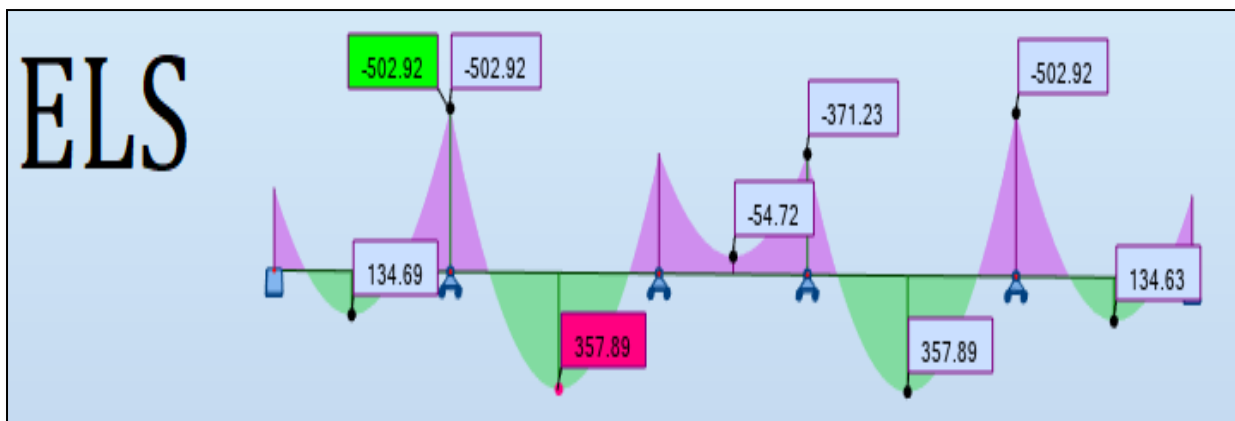


Figure VII.8. Diagramme des moments fléchissant sens Y (ELU).

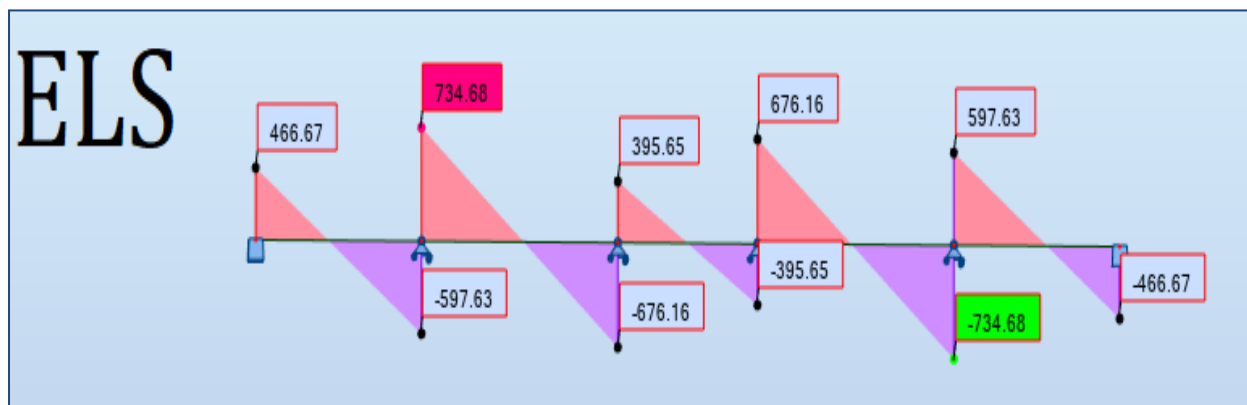


Figure VII.9. Diagramme des efforts tranchant sens Y (ELS).

VII.8. Calcul du ferrailage :**VII.8.1. L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi \geq \frac{h}{2} = \frac{75}{10} = 7.5$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} : c_0 = 5 \text{ cm}$$

$$c \geq 5 + \frac{7.5}{2} = 8.75 \text{ cm} : \text{on adopté: } c = 9 \text{ cm}$$

VII.8.2. Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

On prend le moment maximal sur appuis et en travées :

	X-X	Y-Y
Appui (KN.m)	341.02	687.10
Travée (KN.m)	236.16	488.95

Tableau. VII.8. Le moment maximal sur appuis et en travées (ELU)

	X-X	Y-Y
Appui (KN.m)	252.00	502.92
Travée (KN.m)	174.39	357.89

Tableau. VII.9. Le moment maximal sur appuis et en travées (ELS)

- **Calcul des armatures des nervures :**

ELS :

Elément	Mu(N.m)	dt(cm)	μ	μ_L	α	β	A_{calc} (cm ²)
Appuis	502920	66	0.16	0.392	0.21	0.915	38.50
Travée	357890	66	0.11	0.392	0.14	0.941	28.55

ELU:

Elément	Mu(N.m)	dt(cm)	μ	μ_L	α	β	A_{calc} (cm ²)
Appuis	687100	66	0.222	0.392	0.286	0.8856	33.04
Travée	488950	66	0.158	0.392	0.194	0.922	20.08

VII.8.3. Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * 50 * 66 * 25}{f_e} = 3.98 \text{ cm}^2$$

VII.8.4. Pourcentage minimale :**Selon BAEL91 :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 75 \times 50 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 50 \times 75 = 18.75 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Sens		Au	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPA}	A_{min}	$A_{adoptée}$	Section adoptée
ELU	Appuis	33.04	3.75	18.75	3.98	33.51	6HA25+2HA16
	Travée	20.09	3.75	18.75	3.98	22.87	6HA20+2HA16
ELS	Appuis	38.50	3.75	18.75	3.98	39.27	8HA25
	Travée	28.55	3.75	18.75	3.98	29.45	6HA25

Tableau VII.10. Les résultats des sections des armatures des nervures.

VII.8.5. État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.75}{4.50} = 0.166 \geq \frac{1}{22.5} = 0.0444 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{0.75M_0}{10M_0} \rightarrow \frac{0.75}{4.5} = 0.166 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{29.45}{50 \times 66} = 0.008 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

VII.8.6. Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**SENS : X-X**

$$T_u^{\max} = 606.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{606600}{660 * 500} = 0.183 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 * f_{c28} / y_b : 5 \text{ MPA})$$

$$\bar{\tau}_u = (3.33 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{606600}{660 * 500} = 0.186 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiée}$$

SENS : Y-Y

$$T_u^{\max} = 1003.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1003740}{660 * 500} = 0.304 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 * f_{c28} / y_b : 5 \text{ MPA})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{1003740}{660 * 500} = 0.304 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiée}$$

Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il faut disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{min}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{750}{35} ; \frac{500}{10} ; 16\text{mm}\right) : \text{onprend: } \phi = 10 \text{ mm}$$

VII.8.7. Espacement des armatures transversales : RPA 99.

En zone nodale :

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq (18.75\text{cm} ; 30\text{cm} ; 30\text{cm}) \text{onprend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

La zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{75}{2} = 37.5 \text{ onprend: } S_t = 20 \text{ cm}$$

VII.8.8. Armatures transversales minimales :

Selon RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b$$

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons } A_t = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

VII.9. Schéma du ferrailage :

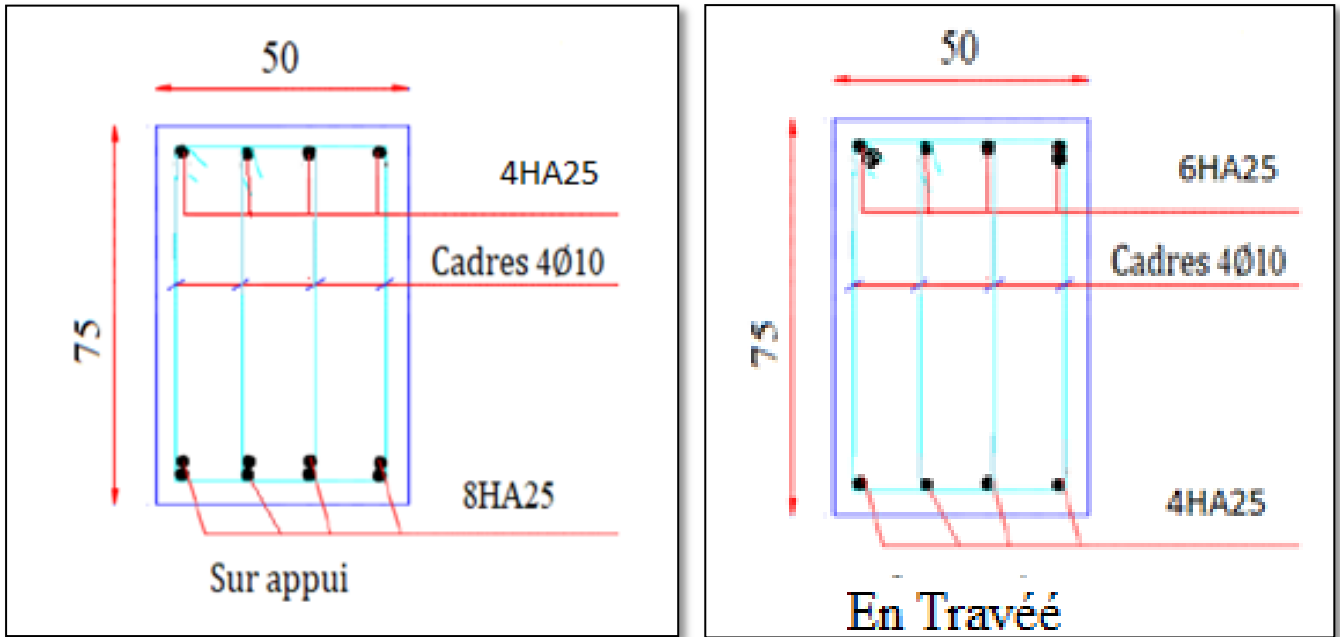


Figure.VII.10. Ferrailage de la nervure. Sens X et Y

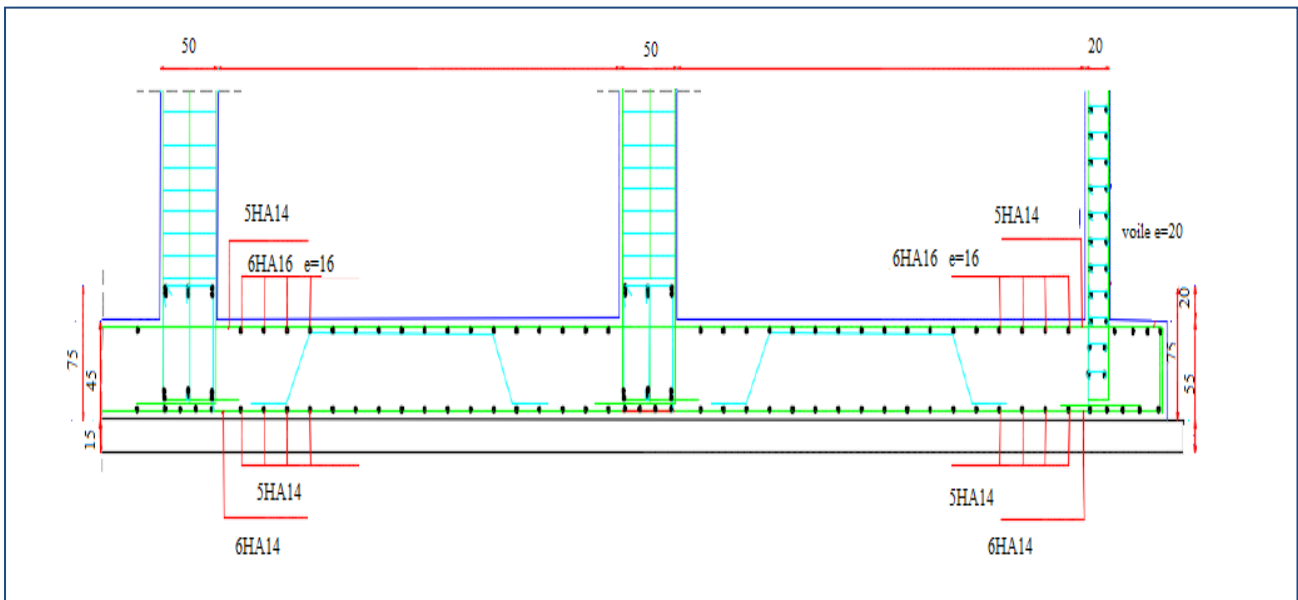


Figure VII.11. Schéma du ferrailage de radier sens X et Y

VII .10. Etude du Voile Périphérique :

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- ✓ Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VII.10.1. Dimensionnement Des Voiles :

- ✓ Hauteur $h=3.06$ m
- ✓ Longueur $L_x= 3.06$ m : $L_y= 4.5$ m
- ✓ Épaisseur $e =20$ cm

VII.10.2. Caractéristiques Du Sol :

A partir de rapport de sol on obtient les caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique $\gamma_h=18.3$ KN/m³
- Cohésion $C = 0.75$ bar
- Angle de frottement = 23.22 degrés

VII .10.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

La poussée des terres :

$$G = h * \gamma_h * \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{23.22}{2}\right)$$

$$G = 3.06 * 18.3 * \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{23.22}{2}\right) = 24.328 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q * \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{23.22}{2}\right) = 10 * \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{23.22}{2}\right) = 4.34 \text{ KN/m}^2$$

VII.10.4. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

$$\sigma_{\min} = 1.5Q$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q$$

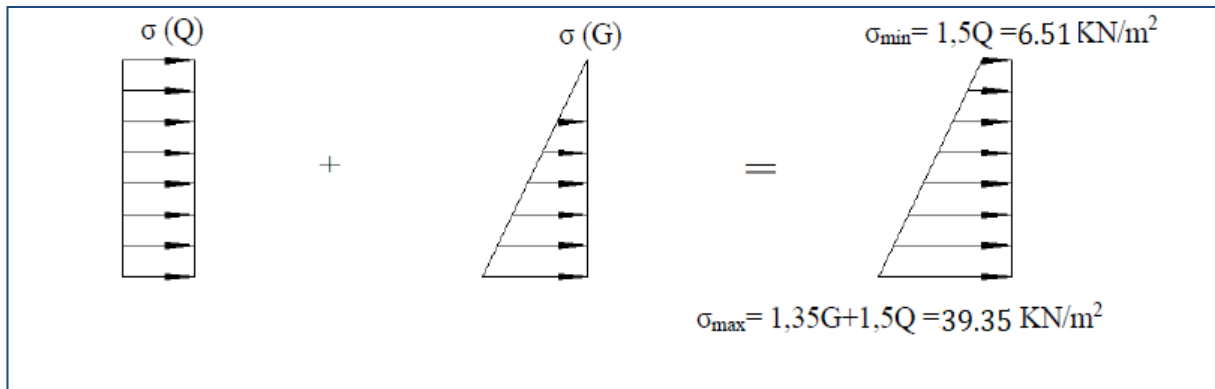


Figure VII.12. Le diagramme des contraintes est trapézoïdal

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3 * 39.35 + 6.51}{4} = 31.14 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{MOY}} * 1\text{ml} = 31.14 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06\text{m} : b = 1 \text{ m} ; L_y = 4.5\text{m} : e = 0.20 \text{ m}$$

A - L'ELU: $v = 0$; $q_u = 31.14 \text{ KN/mL}$.

$\alpha = 3.06/4.50 = 0.68 > 0.4$: alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau: **Annexes.**

$$\mu_x = 0.0707$$

$$\mu_y = 0.408$$

- Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0707 \times 31.14 \times 3.06^2 = 20.614 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.408 \times 20.614 = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 20.614 = 17.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.41 = 7.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 20.614 = 6.18 \text{ KN.m}$$

- Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 18 = 2 \text{ cm}^2$

Localisation		M (KN.m)	Mbu	α		Acal (cm ² /ml)	Amin(cm ² /ml)	Amin(cm ² /ml)
Travée	x-x	17.52	0.038	0.043	0.983	2.84	2	4HA10 = 3.14
	y-y	7.14	0.015	0.017	0.993	1.14	2	4HA8 = 2.01
Appui		6.17	0.013	0.015	0.994	0.98	2	4HA8 = 2.01

Tableau.VII.11. calcul du ferrailage du voile périphérique

VII.10.5. Espacements :

sens: x – x: $st \leq \min(2e: 25\text{cm})$ $st = 25 \text{ cm}$

sens: y – y: $st \leq \min(3e: 33\text{cm})$ $st = 25\text{cm}$

VII .10.6. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{31.14 \times 3.06}{2} * \frac{4.50^4}{4.50^4 + 3.06^4} = 39.25 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{31.14 \times 4.50}{2} * \frac{3.06^4}{4.50^4 + 3.06^4} = 12.34 \text{ KN}$$

VII.10.7. Vérification de l'effort tranchant :

$$v_x = 39.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39250}{1000 * 180} = 0.21 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 * f_{c28} / \gamma_b : 5 \text{ MPA}) \dots\dots\dots \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = (2.5, 5 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiée}$$

$$v_y = 12.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12340}{1000 * 180} = 0.068 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 * f_{c28} / \gamma_b : 5 \text{ MPA}) \dots\dots\dots \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = (2.5, 5 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.068 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiée}$$

B - L'ELS: $v = 0.2$; $q_s = 22.58 \text{ KN/mL}$

$$\sigma_{\min} = Q = 4.34$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = G + Q = 28.66$$

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3 * 28.66 + 4.34}{4} = 22.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = 3.06/4.50 = 0.68 > 0.4 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau: **Annexes**

$$\mu_x = 0.0766$$

$$\mu_y = 0.563$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0766 \times 22.58 \times 3.06^2 = 16.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.563 \times 16.19 = 9.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 16.19 = 13.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.12 = 7.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 16.19 = 4.86 \text{ KN.m}$$

VII.10.8. Vérification des contraintes :

Pour savoir si un calcul à L'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée dans les deux sens :

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad y = \frac{M_U}{M_S}$$

Localisation		Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	y	α	$\frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
x-x	Travée	17.52	13.76	1.27	0.043	0.385	C.V
	Appui	6.18	4.48	1.37	0.015	0.435	C.V
y-y	Travée	7.14	7.75	0.91	0.017	0.205	C.V
	Appui	6.18	4.48	1.37	0.015	0.435	C.V

Tableau .VII.12. Vérification de voile périphérique pour le béton à L'ELS

DONC : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

VII.10.9. Schéma de ferrailage voile périphérique :

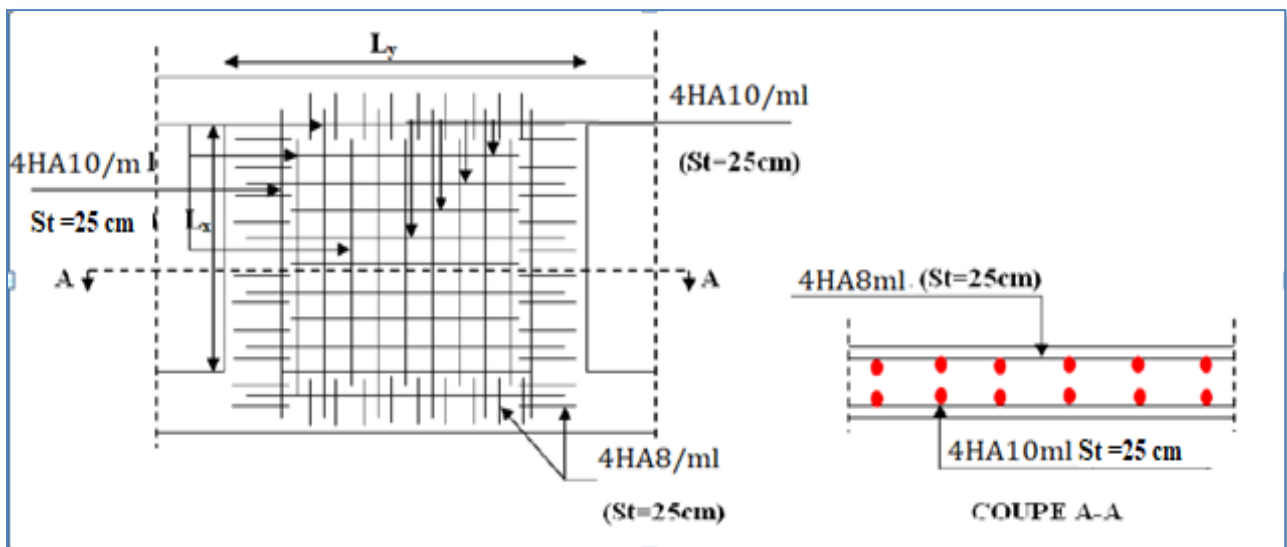


Figure VII.13. Ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION GENERALE

A la fin de ce projet, j'espère avoir cerné la majorité des parties étudiées durant ma carrière d'étudiant, ce qui m'a permis d'enrichir mon savoir-faire dans le domaine de l'ingénierie notamment celui du bâtiment, d'approfondir mes connaissances sur les différentes étapes de calcul et de mieux comprendre le principe de contreventement, des structures et de la conception parasismique.

Ce projet répond à la fois aux normes de stabilité (normes parasismique) et de résistance dans le but de minimiser les dégâts tout en prenant en considération l'aspect économique afin d'éviter le coût exorbitant du projet.

L'utilisation de l'outil informatique à savoir le logiciel «ROBOT 2019» m'a beaucoup aidé à effectuer la modélisation des structures et d'automatiser au maximum les étapes de calcul ce qui m'a permis de consacrer plus de temps à appliquer la logique et le bon sens pour résoudre les problèmes aux quels est confronté l'ingénieur génie civil.

Finalement, le travail que j'ai présenté est le récapitulatif de mes connaissances accumulées pendant mon parcours universitaire et le résultat de cinq années d'étude pleines de persévérance et de bonne volonté.

BIBLIOGRAPHIE

Les règlements :

- 📖 **RPA99/Version2003** : Règlement Parasismique Algérien.
- 📖 **BAEL91** : Béton Armé Aux Etats Limites.
- 📖 **BAEL83** : Béton Armé Aux Etats Limites.
- 📖 **D.T.R.B.C .2.2:** Document Technique Réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).

Livre:

- 📖 **P. Charon** : « exercices de béton Armé avec leurs solution»
- 📖 **M.BELAZOUGUI**« CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME »

Logiciels :

- ✓ ROBOT 2014
- ✓ AUTOCAD 2015
- ✓ WORD+Excel 2007