



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Réf. : /Master2/2024

Présenté et soutenu par :
HASSOUNI Hind

Le : jeudi 13 juin 2024

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+10) avec contreventement mixte implanté à "Constantine"

Jury :

Encadreur : Dr. ATTACHE Salima

Examineur : Dr. FEMMAM Abla

Président : Dr. ABDEDDAIM Mehdi

Année universitaire : 2023 -2024

Remerciements

Tout d'abord, Je remercie Allah, qui a enseigné l'homme ce qu'il ne savait pas, de m'avoir donné le courage et la patience pour réaliser ce travail.

Je remercie les membres de jury chacun de son nom, d'avoir bien voulu accepter de juger ce travail.

Je tiens tout particulièrement à adresser mon plus vif remerciement à mon encadreur **Mme Salima ATTACHE** Maître de conférences à l'Université de Biskra d'avoir suivi et orienté ce travail, pour ses précieux conseils, sa gentillesse, et sa disponibilité à toute épreuve.

Je tiens à remercier mes enseignants monsieur **MECHKOURI Mohamed** et **Monsieur MEGHAZZI Ismail** pour leur disponibilité et pour avoir toujours essayé de répondre à mes questions et à mes attentes.

J'exprime ma reconnaissance pour toute personne qui a participé de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Avec un énorme plaisir et un cœur ouvert et une immense joie, que je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chères :

A mes parents pour leur patience, leur amour, leur soutien et leur encouragement.

A ceux qui m'ont entouré et soutenu mes sœurs et mon frère.

A mes grands-parents que Dieu vous garde et vous protège pour nous, à tous les membres de ma famille sans exception.

A mes amis **Sarah, Khadidja, Aicha** et **Redouane** qui m'ont toujours encouragé et qui me souhaitent plus de succès, merci infiniment.

A toute la promotion de Génie Civil.

Hind

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني يتألف من عشرة طوابق و طابق ارضي، يتم انجازها بولاية قسنطينة، تصنف كمنطقة زلزالية متوسطة حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل . إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة الروافد, الأعمدة و الجدران الخرسانية المسلحة المضادة للزلازل.

دراسة وتحليل المشروع تم باستعمال برنامج (Robot / 2014) تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر. تحديد عزوم و ردود أفعال التسليح للعناصر الحاملة يتم بواسطة البرنامج . نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن أرضية أساس.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation (**R+10**) étages qui sera implantée dans **la wilaya de Constantine**, classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ROBOT/Version2014**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**). Les sollicitations de ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) ont été mené par le logiciel de ferrailage **ROBOT**.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential use (R+10) floors to be located in the wilaya of Constantine, classified as a medium seismic zone (zone IIa) according to the Algerian seismic regulations (RPA 99 version 2003).

The structure's stability is ensured by beams, columns and walls. The study and analysis of this project were carried out using software (ROBOT/Version2014).

The calculation of the dimensions and reinforcement of all load-bearing elements complies with the applicable rules (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003). The reinforcement loads of the load-bearing elements (columns, beams, walls) were carried out using the ROBOT reinforcement software.

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des figures et tableaux

I- IV

Les plans

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de projet

I – 1-Introduction : 3

I – 2-Caractéristiques géométriques : 3

I – 3-Données du site d’implantation: 3

I – 4-Règlement de calcul: 4

I – 5-Logiciels de modélisation : 4

I – 6-Hypothèse de calcul : 4

I – 7-Caractéristique mécaniques des matériaux : 4

I – 7-1-Béton: 5

I – 7-1-1-composition de béton: 5

I – 7-1-2-Classe de ciment utilisé: 5

I – 7-1-3-Résistance mécanique de béton: 5

I – 7-2-Acier : 9

I – 7-2-1-types d’acier : 9

I – 7-2-2-Méthode de calcul : 9

I – 8-Combinaison d’action: 11

I – 9-Choix de contreventement : 11

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

II-1- Pré dimensionnement des éléments :	12
II-1-3- Pré dimensionnement:.....	13
II-1-3-1- Plancher (corps creux):	13
II-1-3-2- Les poutrelles:.....	14
II-1-3-3- Les poutres:.....	15
II-1-3-3-1- Les poutres principales:	15
II-1-3-3-2- Les poutres secondaires:	16
II-1-3-4- Les poteaux :	17
II-1-3-5- Les escaliers :.....	17
II-1-3-6- Balcon :	19
II-1-3-7- Les voiles :	20
II-1-3-8- L'acrotère :.....	21
II -1-4- Résultat de Pré dimensionnement:	21
II-2- Descente des charges :	22
II-2-1-Introduction:.....	22
II-2-2- Évaluations des charges et surcharges :	22
II-2-2-1-Plancher Terrasse Inaccessible :	22
II-2-2-2- Plancher étage Courant :	23
II-2-2-3- Les escaliers :.....	23
II-2-2-4- Les balcons :	24
II-2-2-5- Les murs :.....	25
II-2-2-6- L'acrotère :.....	26
II-2-3- Charges (G) et surcharge (Q) :.....	26
II-2-3- Descente des charges sur les poteaux:	27
II-2-3-1-Descente des charges sur le Poteau intermédiaire (B-3):.....	28
II-2-3-1-3- Vérification de Poteau intermédiaire (B-3):	32

II-2-3-2-Descente des charges sur le Poteau rive (A-3): 33

II-2-3-2-2-Descente des charges sur le Poteau rive(A-3): 34

Chapitre III : Calculs des éléments secondaires

III-1-Introduction : 39

III-2-L'acrotère : 39

III-2-1- les hypoyhèse de calcul : 39

III-2-2- l'effort due au séisme : 39

III-2-3- Sollicitations : 40

III-2-4- Combinaisons d'action : 40

III-2-5- Calcul de ferrailage : 40

III-3-les balcons : 44

III-3-1- les hypoyhèse de calcul : 44

III-3-2- Les charges : 44

III-3-3- Calcul des sollicitations : 44

III-3-4- Calcul de ferrailage : 45

III-3-5- Schéma de ferrailage : 47

III-4-L'escalier : 47

III-4-1- les hypoyhèse de calcul : 47

III-4-2- Les charges : 47

III-4-3- Combinaisons d'action : 47

III-4-4- Calcul des sollicitations : 48

III-4-4-1-Schéma statique : 48

III-4-4-2-Transformation les charges réparties en charge équivalente : 48

III-4-4-3-Résultat des sollicitations : 50

III-4-5- Calcul de ferrailage : 50

III-4-5- 1-L'enrobage : 50

III-4-5- 2-Les armatures longitudinales : 50

III-4-5- 3-Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22 :	51
III-4-5- 4- Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4) :	51
III-4-5- 5- Les armatures de répartition :	52
III-4-5- 6- Espacement entre les armatures :	52
III-4-6- Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.1).....	52
III-4-7- Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5 .1)	53
III-4-8-calcul de flèche:(BAEL91/Art.B.6.5.3).....	53
III-4-9-Schéma de ferrailage :	56
III-5- Poutre palière:.....	57
III-5-1-les hypothèse de calcul :	57
III-5-2- Les charges :	57
III-5-3- Calcul de la poutre à la flexion :	57
III-5-4- Calcul de ferrailage :	58
III-5-5- Calcul de la poutre palière à la torsion :	60
III-5-6 -Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)	61
III-5-7 - Schéma de ferrailage :	61

Chapitre IV Etudes des planchers

IV-1- Introduction :	62
IV-2-Les méthodes de calcul :	62
IV-3- Les types des planchers:.....	62
IV-4- La charge "P" à L'ELU et L'ELS:.....	63
IV-5- La méthode de calcul des poutrelles :	63
IV-6- Calcul des moments :	64
IV-7- Calcul des efforts tranchants :	65
IV-8- Détermination des sollicitations :.....	65
IV-9- Diagramme de moment et effort tranchant :	69
IV-10-Calcul du ferrailage :	73

IV-10-1-L'enrobage :	73
IV-10-2-Les armatures longitudinales :.....	74
IV-10-2-1-Plancher terrasse :.....	74
IV-10-2-2-Plancher étage courant :	76
IV-10-3-Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22:	77
IV-10-4-Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4) :	77
IV-10-5- Ferrailage final:	78
IV-10-6- Vérification de L'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1):	78
IV-10-7- Diamètres minimales Φ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)	78
IV-10-8- Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22).....	79
IV-10-9- La dalle mince (Table de compression): BAEL91 (B.6.8, 423)	79
IV-11- Schéma de ferrailage :.....	80

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V-1-Introduction :	80
V-2-Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1) :	80
V-3-Classification de l'ouvrage selon le RPA99/v2003 :.....	81
V-4-La méthode à utiliser :	82
V-5-Présentation du logiciel :	82
V-6-Présentation du logiciel :	82
V-7-Présentation du logiciel :	83
V-8- Analyse de la structure :	84
V-9-Les modes propres :	88
V-10- Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :.....	89
V-11-Conclusion :	99

Chapitre VI : Etude au vent

VI-1- Introduction :	101
VI-2- Application des R N V 99 :	101

VI-2- Conclusion :.....	113
ChapitreVII : Ferrailage des éléments porteurs	
VII-1-Introduction :.....	114
VII-2-Combinaisons d'actions :.....	114
VII-3-Etude des poutres :.....	115
VII-3-1-Recommandation du L'RPA99 (version 2003):	115
VII-3-2- Les sollicitations dans les poutres:.....	115
VII-3-3-1- Armatures Longitudinales en travée:	116
VII-3-3-2- Armatures Longitudinales sur appui:.....	117
VII-3-3-3- Vérification de la flèche :.....	119
VII-3-3-4- Armatures transversales:	120
VI-3-3-5- Vérification de l'effort tranchant :	121
VII-3-3-6- Ferrailages des poutres principales et poutres secondaires:.....	122
VII-4-Etude des poteaux :.....	123
VII-4-1-les hypothèse de calcul:.....	123
VII-4-2-Recommandations du RPA99/version 2003:	123
VII-4-3-Recommandations du BAEL91 (art A.8.1,3):.....	125
VII-4-4-Calcul de ferrailage :.....	125
VII-4-4-1-Ferrailage longitudinal:.....	125
VII-4-4-3-Vérification des sections RPA (99ver2003):	129
VII-4-4-4-Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2.....	129
VII-4-4-5-Vérification à L'ELS :.....	129
VII-4-4-6-Vérification du poteau à l'effort tranchant BAEL91(A.5.1,212).....	131
VII-4-4-7-Calcul d'armature transversale:	131
VII-4-4-8-Vérification des armatures minimales:	132
VII-4-4-9-Présentation du ferrailage des poteaux:	133
VII-5-Etude de voile plein:	133

VII-5-1-les hypohése de calcul:.....	133
VII-5-2-Types d'armatures:.....	133
VII-5-3-Calcul de la section d'armature:.....	135
VII-5-3-1-Ferraillage vertical:	135
VII-5-3-2-Calcul des sections suivant leurs natures:.....	135
VII-5-4- Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales:.....	136
VII-5-5- Calcul de la section des armatures:	136
VII-5-6- Caractéristiques géométriques du voile:	137
VII-5-7- Vérification de contrainte de compression « à la base du refend » (G+Q+E) :	137
VII-5-8-Détermination des sollicitations du voile :.....	137
VII-5-8-1-Armatures verticales :	137

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

VIII-1-Introduction :	143
VIII-2-Le choix de type de fondation :	143
VIII-3- Présentation du rapport de sol :	143
VIII-4- Combinaisons de calcul :.....	144
VIII-5- Calcul des fondations :	144
VIII-6- Radier général :.....	145
VIII-6- 1-Pré dimensionnement du radier :	145
VIII-6- 2-Calcul de la surface totale du radier :	147
VIII-6- 3-Vérifications diverses :	147
VIII-6- 3-1-Vérification de la contrainte de cisaillement :	147
VIII-6- 3-2-Vérification au poinçonnement :	148
VIII-6- 3-3-Vérification de la stabilité du radier:	148
VIII-6- 4-Caractéristiques géométriques du radier :	149
VIII-6- 5-Vérification de stabilité de radier :	149

VIII-6- 5-1-Vérification de la stabilité du radier sous ($0.8G \pm E$) :.....	150
VIII-6- 6-Ferraillage du radier :	151
VIII-6- 6-1-Méthode de calcul :.....	151
VIII-6- 6-2-Calcul de la réaction du sol sous le radier :	152
VIII-6- 6-3-Ferraillage de la dalle de radier :	152
VIII-7- Etude de la nervure :	157
VIII-7- 1-Calcul des sollicitations :	159
VIII-7- 2-Diagrammes des sollicitations :	159
VIII-7- 3-Calcul du ferraillage :	162
Conclusion	
Conclusion générale.....	166

Liste des figures

Figure 1: Plan principale.....	2
Figure 2: Plan façade	3
Figure 3: Coupe A-A	4
Figure 4: Coupe B-B.....	5
Figure I – 1: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton. ...	7
Figure I – 2: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier `a l'ELU	10
Figure II-1: Schéma d'un Plancher à corps creux	14
Figure II-2: Schéma d'une poutrelle	15
Figure II-3: Coupe de section d'une poutre principale.....	16
Figure II-4: Coupe de section d'une poutre secondaires	16
Figure II-5: Coupe de section d'un Poteau.....	17
Figure II-6: Schéma d'escalier	17
Figure II-7: Dimension d'escalier	18
Figure II-8: Coupe de section de la poutre palière	19
Figure II-9: Schéma de balcon	20
Figure II-10: Schéma de voile	20
Figure II-11: Schéma de L'acrotère	21
Figure II-12: Les coupes des planchers	27
Figure II-13: Surface afférente poteau intermédiaire (B-3)	28
Figure II-14: Surface afférente poteau de rive (A-3)	33
Figure III-1: Caractéristiques géométriques de l'acrotère.....	40
Figure III-2: Schéma de ferraillage de l'acrotère	43
Figure III-3: Schéma statique de balcon sur un seul appui	44
Figure III-4: Coupe de ferraillage	45
Figure III-5: Schéma de ferraillage de balcon.....	47
Figure III-6 : Schéma statique de l'escalier	48
Figure III-7: Diagramme de moment ELU	49
Figure III-8: Diagramme de l'effort tranchant ELU	49
Figure III-9: Diagramme de moment ELS	50
Figure III-10: Diagramme de l'effort tranchant EL	50
Figure III-11: Schéma de ferraillage d'escalier.	56

Figure III-12: Schéma statique de la poutre palière.....	57
Figure III-13: Schéma de la poutre palière à la torsion.....	60
Figure III-14: Schéma de ferrailage de la poutre paliér	61
Figure IV-1: :a trois types de poutrelles dans les planchers d'étages courant et terrasse inaccessible.....	63
Figure IV-2: Diagramme de moment à ELU.....	69
Figure IV-3: Diagramme de moment à ELS	69
Figure IV-4: Diagramme de l'effort tranchant à ELU.....	69
Figure IV-5: Diagramme de l'effort tranchant à ELS	70
Figure IV-6: Diagramme de moment à ELU.....	70
Figure IV-7: Diagramme de moment à ELS	70
Figure IV-8: Diagramme de l'effort tranchant à ELU.....	71
Figure IV-9: Diagramme de l'effort tranchant à ELS	71
Figure IV-10: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELU.....	71
Figure IV-11: Diagramme de moment et l'effort tranchant à EL	72
Figure IV-12: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELU.....	72
Figure IV-13: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELS	72
Figure IV-14: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELU.....	72
Figure IV-15: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELS	73
Figure IV-16: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELU.....	73
Figure IV-17: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELS	73
Figure IV-18: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	80
Figure V-1: 1 ^{er} disposition	85
Figure V-2: 2 ^{eme} disposition.....	86
Figure V-3: Premier mode de vibration. Vue 3d et vue en plan (translation selon l'axe Y).....	88
Figure V-4: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (translation selon l'axe X).....	88
Figure V-5: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(torsion).....	89
Figure V-6: Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens X.....	94
Figure V-7: Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens Y	94
Figure VI-1: Répartition de la pression dynamique.	102

Figure VI-2: Cpe de parois verticales sens.x.....	105
Figure VI-3: Dimension de parois verticales sens x.....	105
Figure VI-4: Cpe de parois verticales sens y.....	106
Figure VI-5: Dimension de parois verticales sens y.....	106
Figure VI-6: Toiture plate	107
Figure VI-7: Sens X et Sens Y	112
Figure VII-1: Schéma de ferrailages des poutres principales	122
Figure VII-2: Schéma de ferrailages des poutres secondaires	122
Figure VII-3: Scéma de ferrailage des poteaux.....	133
Figure VII-4: Disposition de voile L = 1.95 m	136
Figure VII-5: Données géométriques du voile	137
Figure VII-6: Les contraintes et les sollicitations des voiles.....	138
Figure VII-7: Schéma de ferrailage des voiles.....	142
Figure VIII-1: Schéma de radier	145
Figure VIII-2: Schéma statique et sollicitations du débord.	156
Figure VIII-3: Répartition des charges triangulaires sur les nervures.	158
Figure VIII-4: Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures.....	158
Figure VIII-5: Schéma statique de la nervure sens (x-x).	159
Figure VIII-6: Schéma statique de la nervure sens (y-y).	159
Figure VIII-7: Diagramme des moments fléchissant(x-x).	160
Figure VIII-8: Diagramme des moments fléchissant (y-y).	160
Figure VIII-9: Diagramme des efforts tranchant (y-y).	160
Figure VIII-10: Diagramme des moments fléchissant(x-x).	161
Figure VIII-11: Diagramme des efforts tranchant(x-x).	161
Figure VIII-12: Diagramme des moments fléchissant (y-y).	161
Figure VIII-13: Diagramme des efforts tranchant (y-y).	162
Figure VIII-14: Ferrailage de radier.	165
Figure VIII-15: Schéma de ferrailage de nervure sens X-X.	166
Figure VIII-16: Schéma de ferrailage de nervure sens Y-Y	166

Liste des tableaux

Tableau I-1:Tableau de les caractéristiques géométriques.....	3
Tableau I-2:Tableau de données du site d'implantation	3
Tableau I-3:Tableau de Règlement de calcule	4
Tableau I-4:Tableau logiciels de modilisation de la structure	4
Tableau I-5:Tableau d'hypothèse de calcule.....	4
Tableau I-6:Tableau de Composantes et dosage de béton	5
Tableau I-7:Tableau de Classe de ciment utilisé.....	5
Tableau I-8:Tableau de la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré	6
Tableau I-9:Formule de la résistance de béton à la traction.....	6
Tableau I-10:Tableau de Déformation longitudinales instantanée et différés de béton...	7
Tableau I-11:Tableau de Coefficient de poisson	7
Tableau I-12:Tableau de La valeur de calcul de la résistance en compression du béton.	8
Tableau I-13:Tableau de Types et nuance d'acier et leur valeur	9
Tableau I-14:Cas et valeur de coefficient de sécurité	10
Tableau I-15:Tableau de La contrainte limite des aciers vis-à-vis de leur fissuration...	10
Tableau I-16:Tableau de la combinaison d'action à ELU et ELS	11
Tableau 2:Dimensionnement des éléments principales	21
Tableau 3:Dimensionnement des éléments secondaire	21
Tableau 4:Les charges sur le plancher corps creux terrasse.	22
Tableau 5:Les charges s sur le plancher corps creux étage.	23
Tableau 6:Charge permanente du paillasse.	23
Tableau 7:Charge permanente du palier.	24
Tableau 8:Charges du Balcon étage (Dalle pleine).	24
Tableau 9:Évaluation des charges pour les murs extérieurs.	25
Tableau 10:Évaluation des charges pour les murs intérieur.	25
Tableau 11:Évaluation des charges pour l'acrotère.....	26
Tableau 12: Tableau de Charges (G) et surcharge (Q)	26
Tableau 13:Descente des charges sur le Poteau intermédiaire (B-3).....	28
Tableau 14:Descente des charges sur le Poteau rive(A-3)	34
Tableau III-1:Tableau de Combinaisons d'action	40
Tableau III-2:Tableau de Les actions	44

Tableau III-3:Tableau de Combinaisons D'action.....	45
Tableau III-4:Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS	46
Tableau III-5:Tableaux des charges.....	47
Tableau III-6:Combinaisons d'action.....	47
Tableau III-7:Récapitulatif résultats des sollicitations	50
Tableau III-8Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.....	51
Tableau III-9:Ferraillage des armatures longitudinales	51
Tableau III-10:Ferraillage des armatures de répartition	52
Tableau III-11:Combinaison d'action de la poutre palière	57
Tableau III-12:Les sollicitations de la poutre palière	57
Tableau III-13: L'enrobage.....	58
Tableau III-14:Ferraillage de la poutre palière	59
Tableau III-15:Ferraillage de de la poutre palière	61
Tableau IV-1:Les méthodes de calcul	62
Tableau IV-2: Charges plancher terrasse et étage courant.....	63
Tableau IV-3:Calcul des moments en travée	64
Tableau IV-4: Sollicitations plancher terrasse(6appuis)	65
Tableau IV-5: Sollicitations étage courant (6appuis)	66
Tableau IV-6: Sollicitations plancher terrasse(3appuis)	67
Tableau IV-7: Sollicitations plancher étage courant (3appuis)	67
Tableau IV-8: Sollicitations plancher terrasse (2appuis).....	67
Tableau IV-9: Sollicitations plancher étage courant (3appuis)	68
Tableau IV-10: Les moments et les effort tranchantsplancher terrasse.....	68
Tableau IV-11: Les moments et les effort tranchants etage courant	68
Tableau IV-12:Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS plancher terrasse	75
Tableau IV-13:Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS plancher étage courant	77
Tableau IV-14:Ferraillage du plancher	78
Tableau V-1:Zonage par Hauteur et Usage	81
Tableau V-2 :Tableau des Modes et Masses Effectives	85
Tableau V-3:Fréquences et Participation des Masses Modales.....	87
Tableau V-4:Forces de Contreventement sur Voiles et Poteaux	90
Tableau V-5:La période de calcul de V_{MSE}	91
Tableau V-6:Déplacements absolus pour les deux directions principales.....	95
Tableau V-7:Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité	99

Tableau V-8:Tableau de Les dimensions finales des éléments principales.....	100
TableauVI-1:Valeurs de Cr, Ce et la pression dynamique selon la hauteur Z.....	104
Tableau VI-2:Coefficients de pression extérieure des toitures plates.....	107
Tableau VI-3:Coefficient de pression de vent pour Cpi = 0.8.....	108
TableauVI-4:Coefficient de pression de vent pour Cpi = 0.5.....	108
Tableau VI-5:Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.8-Sens x.....	109
Tableau VI-6:Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.8-Sens y.....	109
Tableau VI-7:Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.5-Sens x.....	109
Tableau VI-8:Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.5-Sens y.....	110
Tableau VII-1:Combinaisons d'actions des poutres.....	114
Tableau VII-2:Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	115
Tableau VII-3:Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres.....	115
Tableau VII-4:Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS	117
Tableau VII-5:Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS	118
Tableau VII-6:Ferailage des poutres principales	119
Tableau VII-7:Ferailage de poutres secondaires	119
Tableau VII-8:Les résultats des efforts et moments des poteaux pour chaque Combinaison	125
Tableau VII-9:Ferailage des poteaux.....	129
Tableau VII-10:Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	136
Tableau VII-11:Ferailage de voile	140
Tableau VIII-1:Résumé le résultat d'effort et moment pour (0.8G± E).....	150
Tableau VIII-2:Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	150
Tableau VIII-3:Résumé le résultat d'effort et moment pour (G+Q± E).....	150
Tableau VIII-4:Résultats de vérification au non soulèvement des fondations	151
Tableau VIII-5:Résultats de Méthodes de calcul.....	151
Tableau VIII-6:Réaction du sol sous le radier.	152
Tableau VIII-7:Ferraillage de radier à l'ELU	153
Tableau VIII-8:Ferraillage de radier à l'ELS	155
Tableau VIII-9 :Ferraillage de débords.	157
Tableau VIII-10:Sollicitation sur les nervures sens (x-x).....	159
Tableau VIII-11:Sollicitation sur les nervures sens (y-y).....	159
Tableau VIII-12:Les résultats de ferraillage des nervures à L'ELU	163
Tableau VIII-13:Les résultats de ferraillage des nervures à L'ELS	163

Les plans

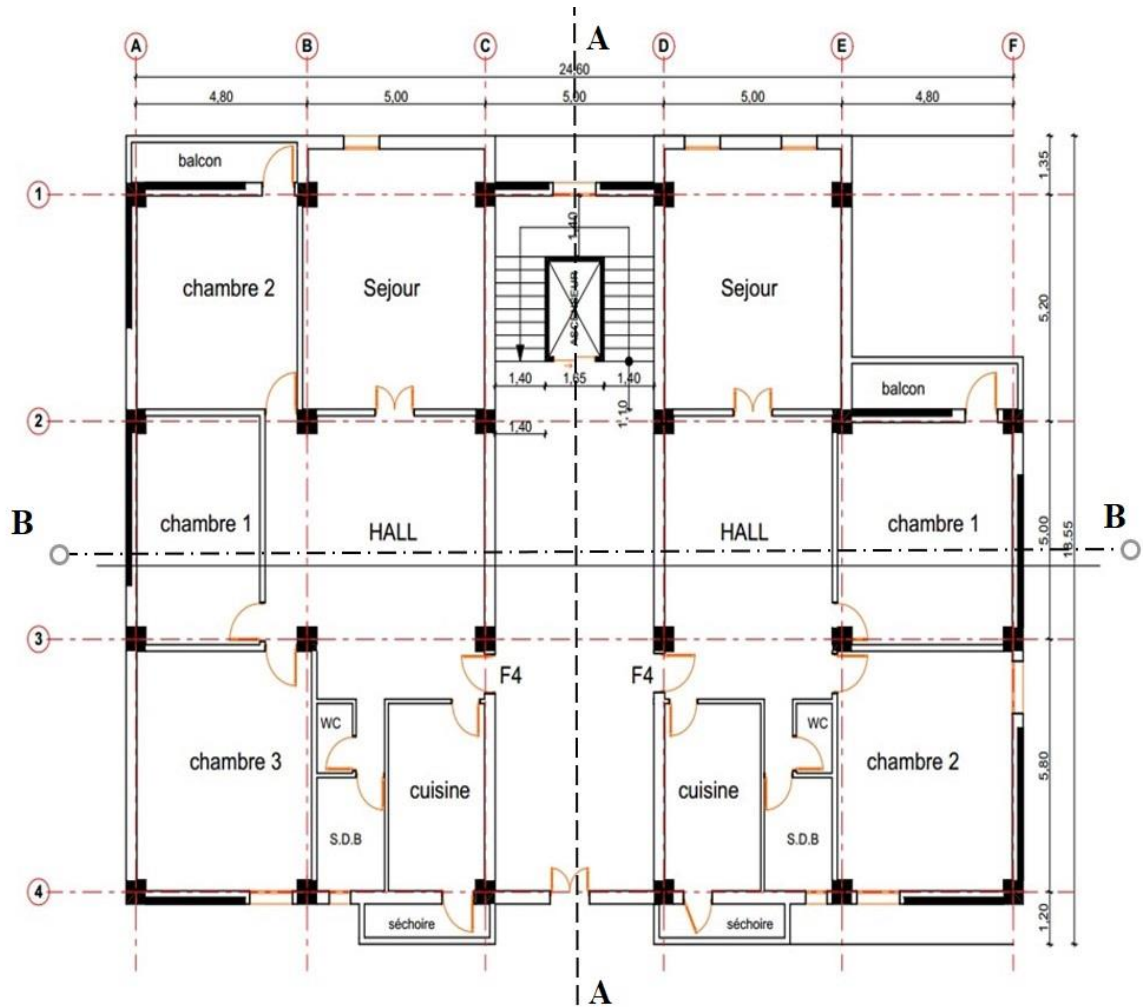


Figure 1: Plan principale

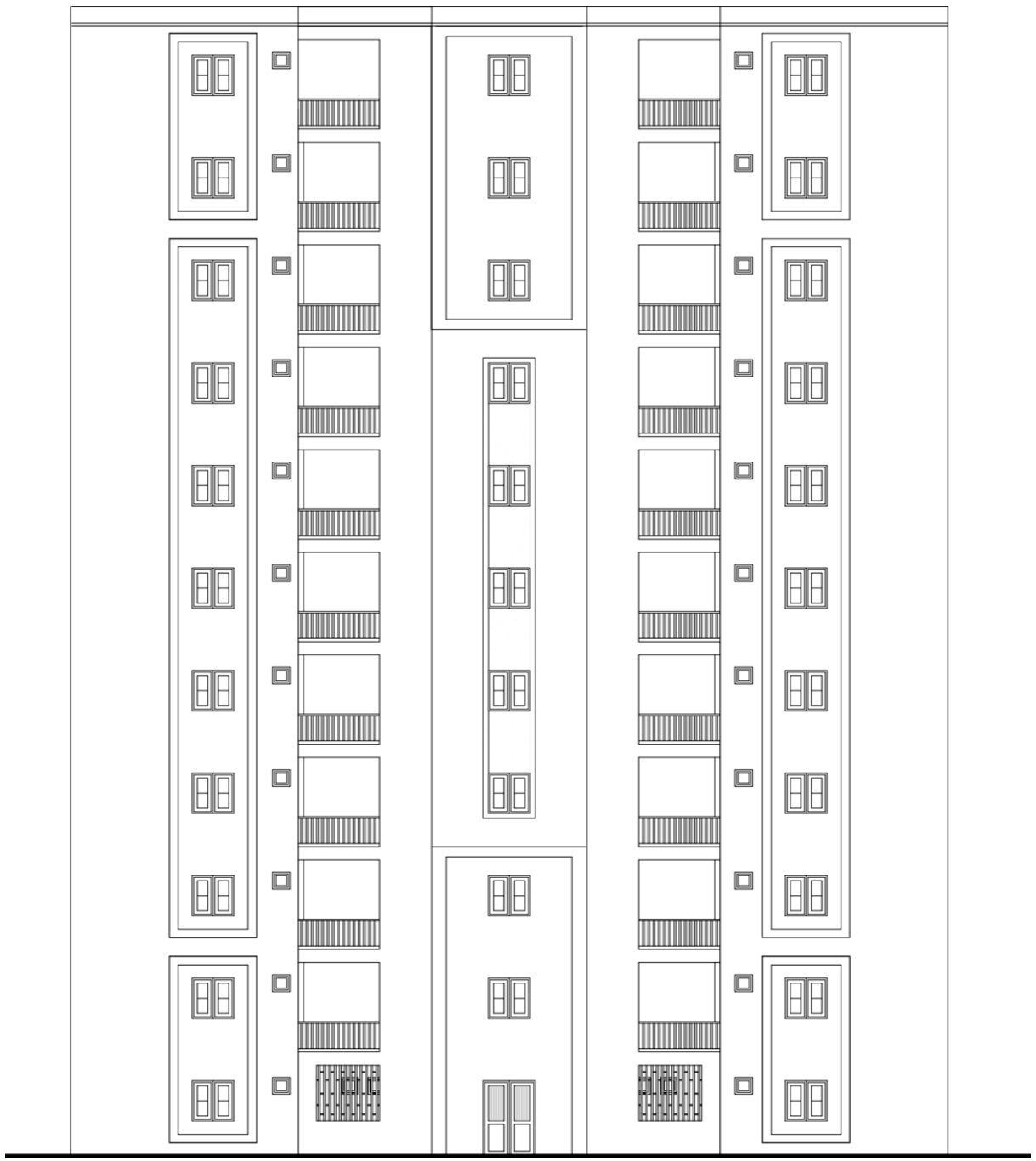


Figure 2: Plan façade

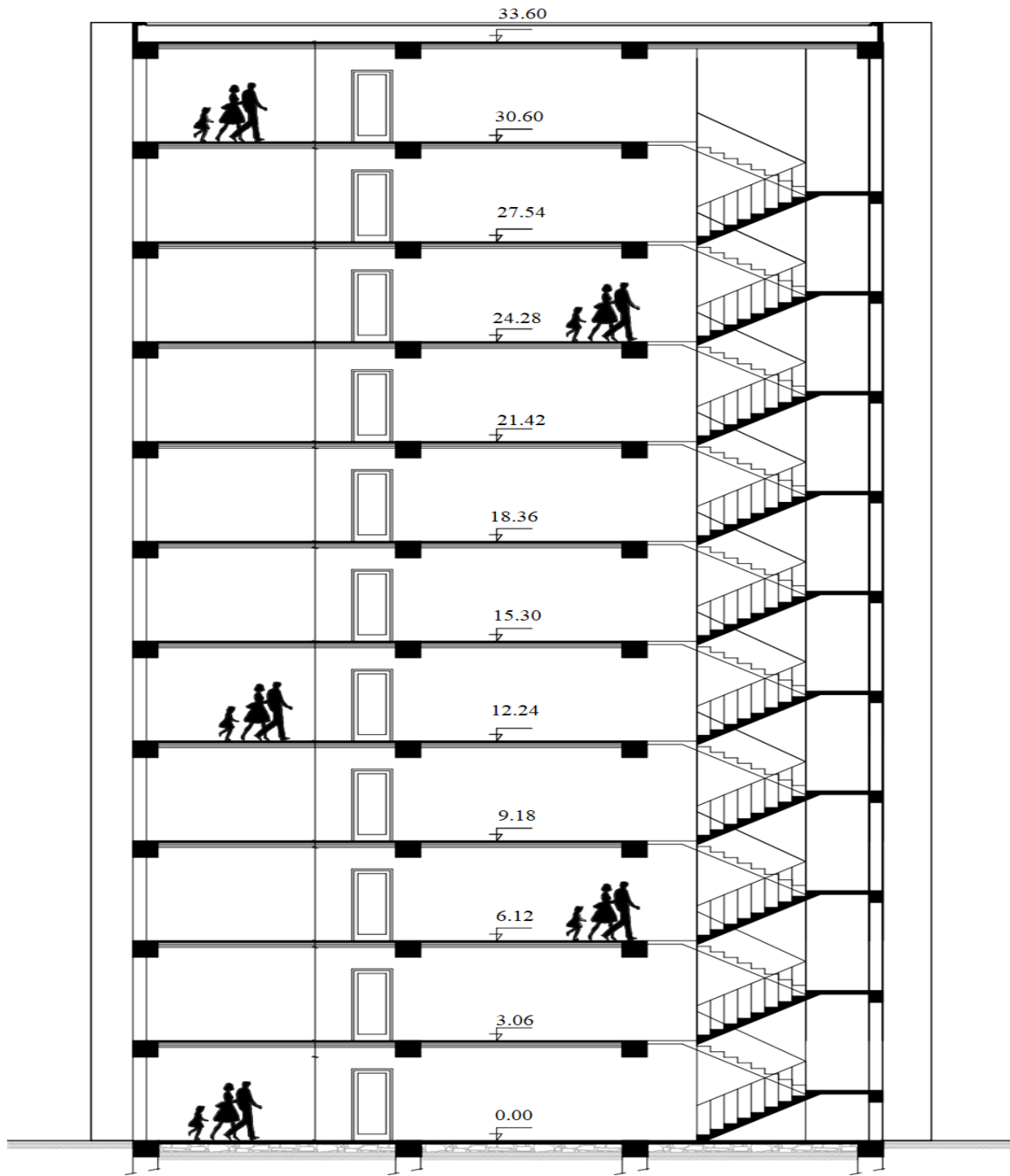


Figure 3: Coupe A-A

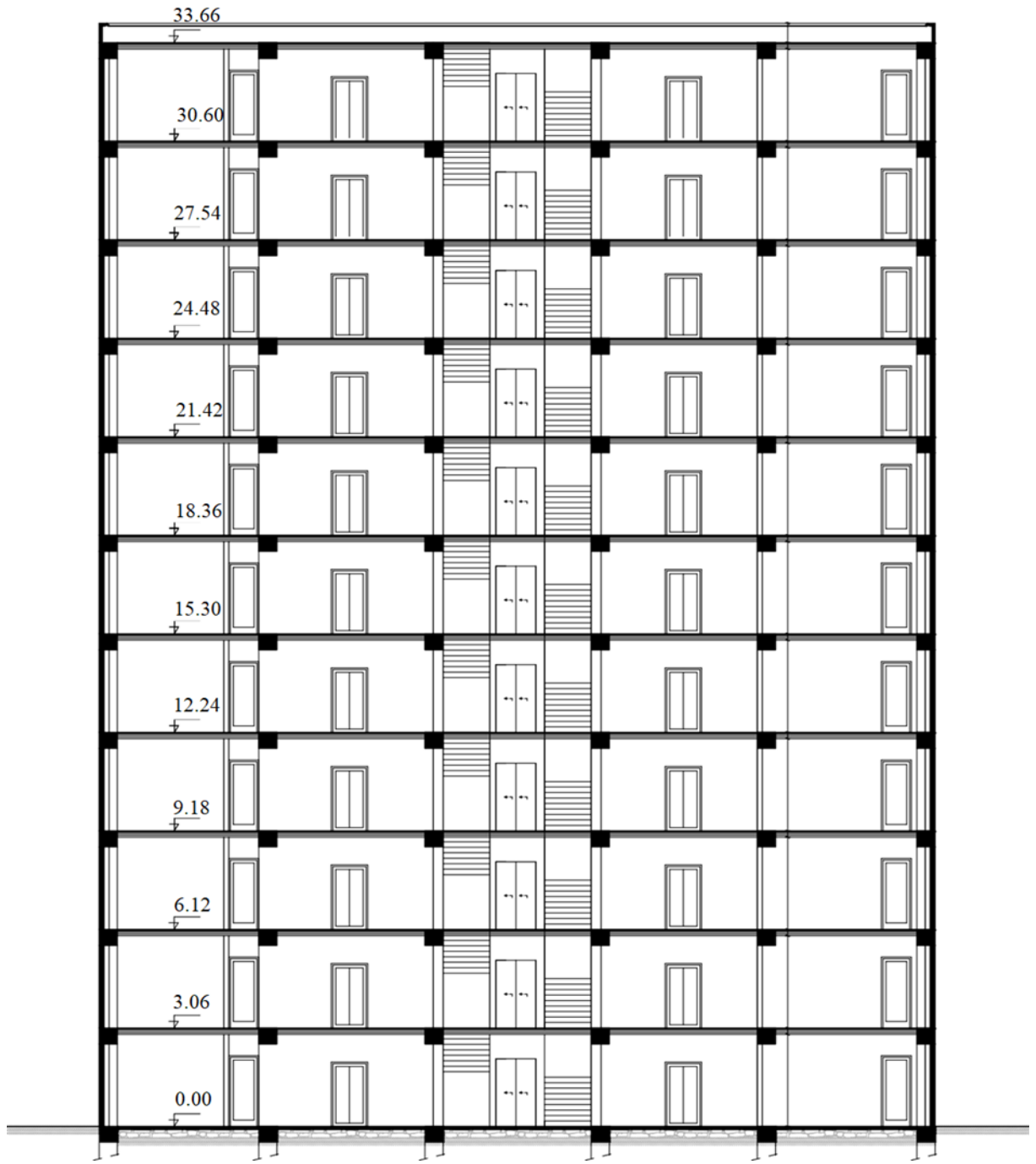


Figure 4: Coupe B-B

Introduction

générale

Introduction générale

L'étude d'une structure de bâtiment en génie civil consiste à analyser, concevoir et évaluer les éléments structuraux qui composent un bâtiment, tels que les fondations, les poteaux, les poutres, les dalles....., L'objectif principal est de garantir que la structure soit sûre, stable et capable de supporter les charges prévues, tout en respectant les normes de construction et les réglementations en vigueur.

Cette étude implique généralement l'utilisation de logiciels de modélisation et de calcul, ainsi que des connaissances en mécanique des structures, en résistance des matériaux et en dynamique des structures. Elle peut également inclure des analyses de risques sismiques, de vent, de charges environnementales, ainsi que des considérations liées à la durabilité et à la conception architecturale. En résumé, l'étude d'une structure de bâtiment en génie civil vise à assurer sa solidité, sa durabilité et sa sécurité.

Dans ce travail, on fait une étude globale pour une construction dans une zone sismique qu'il nécessite des normes et des règles pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment.

Ce travail il s'agit d'un bâtiment composé d'un rez-de chaussé et 10 étages en béton armé contreventé par un système mixte(voiles-portique) implanté à Constantine, classé selon le RPA99/ 2003 en zone de moyenne sismicité (zone IIa), est selon le RNV 2013 en zone I (Vent) et en zone A(Neige).

Notre travail est constitué de (8) chapitres :

Le Premier chapitre : consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul.

Le deuxième : chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments principales et secondaires.

Le troisième : chapitre présente l'études des éléments secondaires.

Le quatrième : chapitre présente le calcul des planchers.

Le cinquième : chapitre se portera sur l'étude de contreventement (séisme) cette étude démentera en quoi les bâtiment irréguliers (en forme ou en distribution voiles) ce qui oblige d'analyse la structure avec une modélisation spéciale en utilisant le logiciel rebot 2014.

Le sixième : chapitre se portera l'étude de vent

Le septième : chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux.

Le huitième : consiste à la conception et le calcul des fondations.

On termine notre travail par une conclusion générale

Chapitre I :

Présentation de projet

I – 1-Introduction :

Ce projet représente l'étude structurelle d'un bâtiment a usage d'habitation (R+10) avec contreventement mixte, la structure est en béton armé implanté à Constantine, classé selon le RPA99/ 2003 en zone de moyenne sismicité (zone IIa), est selon le RNV 2013 en zone I (Vent) et en zone A(Neige).

La conception d'une batiment en béton armé repose sur un ensemble d'hypothèse de calcul et sur les choix appropriés de matériaux, qui assurer la sécurité et le confort par un cout convenable et économique.

I – 2-Caractéristiques géométriques :**Tableau I-15:**Tableau de les caractéristiques géométriques

Longueur totale	24.60 m
Largeur totale	18.55 m
Hauteur de l'étage	3.06 m
Hauteur totale sans acrotère	33.66 m
Hauteur totale avec acrotère	34.26 m

I – 3-Données du site d'implantation:**Tableau I-2:** Tableau de données du site d'implantation

Site	Meuble S3
Groupe d'usage	2 (l'hauteur ne dépasse pas 48m)
La contrainte admissible du sol	$\sigma_{sol} = 1.7\text{bar}$

I – 4-Réglement de calcul:**Tableau I-3:** Tableau de Réglement de calcul

RPA 99/version 2003	Règles Parasismiques Algériennes
RNV 99 /version 2013	Règlement neige et vent
BAEL 91	béton armé aux états limites
DTR BC 2.2	Charges permanentes et surcharges d'exploitation
CBA 93	Règles de conception et de calcul de structure en béton armé

I – 5-Logiciels de modélisation :**Tableau I-4:** Tableau logiciels de modélisation de la structure

Modélisation et l'analyse des structures en acier et en béton	Robot
---	-------

I – 6-Hypothèse de calcul :**Tableau I-5:** Tableau d'hypothèse de calcul

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 de déformation longitudinal différé du béton	$E_{vj} = 10818.86563 \text{ MPa}$
Module de déformation longitudinal instantané du béton	$E_{ij} = 32164.19512 \text{ Mpa}$
Le module de Young	$E_s = 200\ 000 \text{ Mpa}$
Limite élastique de l'acier	$F_e = 400 \text{ MPa}$

I – 7-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton armé est un matériau de construction qui associe les propriétés du béton et de l'acier pour créer un matériau composite, Il peut être utilisé dans divers types de structures (batiment, Ponts, Ouvrages maritimes ...)

I – 7-1-Béton:

Le béton est un matériau de construction composite largement utilisé dans le monde entier. Il est composé de ciment, d'eau, de granulats (sables, gravillons, cailloux) et éventuellement d'adjuvants ou des ajouts. Le mélange de ces composants forme une pâte qui durcit avec le temps.

Créant ainsi un matériau qui offre une résistance à la compression élevée, une durabilité, une résistance au feu, et une excellente performance dans divers environnements.

I – 7-1-1-composition de béton:**Tableau I-6:** Tableau de Composantes et dosage de béton

Composantes	Dosage
Ciment	350Kg/m ³
Sable (Ds < 5mm)	400L× ρ(sable)
Gravier (5mm<Dg<25mm)	800L× ρ(gravier)
Eau	170 – 190 L

I – 7-1-2-Classe de ciment utilisé:**Tableau I-7:** Tableau de Classe de ciment utilisé

CEM 42,5 A	Pour la superstructure
CEM 42,5 EA(HTS)	pour l'infrastructure

I – 7-1-3-Résistance mécanique de béton:**a) résistance de béton à la compression : BAEL (A.2.1,11)**

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré.

La résistance à la compression à 28 jours f_{c28} , est couramment mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale, en utilisant des éprouvettes cylindriques 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, en va réessayer l'écrasement plusieurs fois avec plusieurs éprouvettes, après en trouve la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réaliser σ_j .

En pratique, en raison d'un nombre d'essais insuffisant pour un traitement statistique approfondi, on adopte pour une relation simplifiée: $f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1,15}$

La résistance du béton est définie par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression varie avec l'âge de ce béton:

Tableau I-8: Tableau de la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré

fc28 \ j jour	≤28j	>28j
≤40 Mpa	$\frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$	$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$
>40 Mpa	$\frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28}$	$f_{cj} = f_{c28}$

b) résistance de béton à la traction: BAEL (A.2.1,12) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jour, notée « f_{tj} » est conventionnellement définie par la relation suivante :

Tableau I-9: Formule de la résistance de béton à la traction

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$	$f_{c28} < 60 \text{ MPa}$
$f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3}$	$f_{c28} > 60 \text{ MPa}$

c) Déformation longitudinales de béton :

Tableau I-10: Tableau de Déformation longitudinales instantanée et différés de béton

Déformation instantanée : BAEL(A.2.1,21)	Déformation différés: BAEL (A.2.1,22)
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de:</p> $E_{ij} = 11000.f_{cj}^{1/3}$	<p>Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est:</p> $E_{vj} = 3700.f_{cj}^{1/3}(\text{MPa})$

d) Coefficient de poisson : BAEL (A.2.1,3)

Tableau I-161:Tableau de Coefficient de poisson

I°ELU (pour le béton non fissuré)	I°ELS (béton fissuré)
$\nu=0$	$\nu=0,2$
calcul des sollicitations	calcul des déformations

I – 7-1-4-Méthode de calcul:

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi (Parabole-rectangle) sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante : BAEL91 (A.4.3, 41)

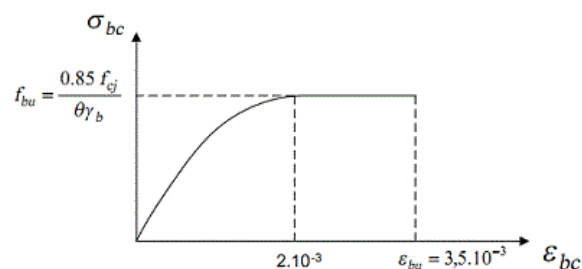


Figure I – 1:Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton est donnée par :

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

Tableau I-172: Tableau de La valeur de calcul de la résistance en compression du béton

γ_b	1,15	cas des combinaisons accidentelles
	1,5	les autres cas
$\theta \gamma$	1	lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heure
	0,9	lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures
	0,85	lorsqu'elle est inférieure à 1 heure
f_{bu}	14.2 MPa	action courantes

▪ **Etat limite de service (ELS):**

Les ELS il concerne les conditions de bon fonctionnement d'un élément de structure, l'Etat limite de service ne conduisent pas à la ruine de la structure, et Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure.

Cas de ELS :

-État limite ultime de la compression du béton: BAEL (A.4.5,2)

La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

- État limite de déformation : BAEL (A.4.6)

-État limite ultime d'ouverture des fissures: BAEL (A.4.5,3).

I – 7-2-Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone. Les barres d'acier ou également appelées les armatures d'acier, sont des éléments en acier utilisés dans la construction pour renforcer le béton qu'il résiste bien à la compression, et sa résistance à la traction est faible, en intégrant des armatures d'acier pour rôle de soulager le béton dans les zones tendues.

I – 7-2-1-types d'acier :**Tableau I-183:** Tableau de Types et nuance d'acier et leur valeur

Las armatures à hautes adhérences(HA)	Nuance	Fe
	FeE400	400
	FeE500	500
Les ronds lisses (RL)	Nuance	Fe
	FeE215	215
	FeE235	235

I – 7-2-2-Méthode de calcul :

En déterminer la relation entre la contrainte et la déformation à partir des essais de traction, est souvenée par une courbe de traction, cette courbe permet de visualiser le comportement mécanique de l'acier sous charge, depuis le début de la déformation jusqu'à la rupture.

a) Contrainte limite des aciers à(ELU):**D'après le diagramme déformation-contrainte : (B.A.E.L. 4.3,2)**

On remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel de type élasto-plastique parfait, et en définit la valeur de la limite d'élasticité f_{su} : **BAEL (A2.2,2), (A4.3,2)**

- Contrainte de l'acier : $\sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (dans notre cas $\sigma_s = 348$ Mpa)
- Déformation (allongement) relative de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$
- Coefficient de sécurité: γ_s

Tableau I-194:Cas et valeur de coefficient de sécurité

Cas général	$\gamma_s=1,15$
Cas accidentel	$\gamma_s=1$

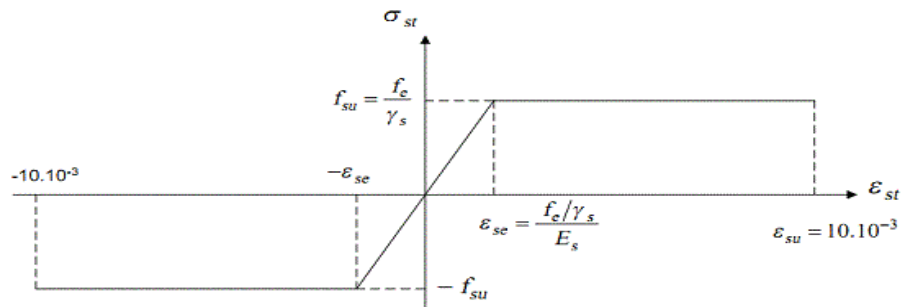


Figure I – 2:Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier `a l'ELU

b) Contrainte limite des aciers à(ELS): La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

Tableau I-205:Tableau de La contrainte limite des aciers vis-à-vis de leur fissuration

<p>Fissuration peu préjudiciable: -Ouvrages dans les zones non humides -Éléments B.A situés dans des locaux Couverts et clos.</p>	$\bar{\sigma}_s = f_e$ <p>$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier</p>
<p>Fissuration préjudiciable: -Éléments exposés aux intempéries (pluie, neige, vent...) Ou bien en contact avec l'eau.</p>	$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e , 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right)$
<p>Fissuration très préjudiciable: -L'élément en B.A exposés à un milieu agressif. -Éléments assurant L'étanchéité.</p>	$\bar{\sigma}_s \leq \min 0,8 \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e , 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right)$
<p style="text-align: center;">Remarque: η: coefficient de fissuration</p>	<p>$\eta = 1$ pour les aciers (RL) $\eta = 1,3$ pour les aciers (HA) de $\varnothing < 6\text{mm}$</p>

	$\eta = 1,6$ pour les aciers (HA) de $\varnothing \geq 6\text{mm}$
--	--

I – 8-Combinaison d'action:

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

Tableau I-216:Tableau de la combinaison d'action à ELU et ELS

Etat limite ultime (ELU)	1,35G+1,5Q
Etat limite de service (ELS)	G+Q

I – 9-Choix de contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA99(version2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14m, le contreventement sera mixte avec justification d'intracation portique-voile.

Pour ce genre de contreventement, il ya lieu également de vérifier un certain nombre de conditions

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 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 qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Chapitre II :

**Prédimensionnement des
éléments et descente des
charges**

II-1- Pré dimensionnement des éléments :

II-1-1-Introduction :

Le pré-dimensionnement vise à déterminer les sections initiales des divers éléments résistants de la structure, en conformité avec les règles techniques RPA99 version 2003, C BA 93, BAEL 91 révisés en 99. Les résultats de cette étape ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés après une vérification approfondie, en tenant compte de critères économiques tout en garantissant la résistance requise.

II-1-2-Définition des éléments :

➤ Plancher (corps creux):

Un plancher à corps creux est un élément horizontal utilisé dans la construction pour séparer les différents étages d'un bâtiment, Il est très utilisé pour des raisons économiques et pour son efficacité thermique. Constitué des poutrelles préfabriquées ou de pré-dalles avec des espaces creux.

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales, La disposition des poutrelles se fait selon deux critères:

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

➤ les poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux essentielles pour assurer la résistance et la stabilité d'une structure en transférant efficacement les charges verticales vers les éléments de support appropriés.

➤ Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs fonctions principales et de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettre aux fondations.

➤ **Les escaliers:**

Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

➤ **Les balcons:**

Les balcons sont des éléments architecturaux constitués de dalles pleines en béton armé. Ces dalles sont conçues pour être des plaques horizontales relativement minces par rapport à leurs autres dimensions.

➤ **L'acrotère:**

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.

➤ **Les voiles:**

Les voiles ou murs de contreventement sont des éléments verticaux à deux dimensions utilisées dans la construction pour résister aux forces horizontales (vent ou le séisme). Ils possèdent une grande résistance et rigidité dans le plan vertical, mais dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent peu de résistance aux forces horizontales. Par conséquent, ces murs doivent être contreventés par des portiques ou d'autres éléments structuraux pour assurer la stabilité et la résistance globale de la structure face aux charges horizontales.

➤ **Les murs:**

On entend par « murs » des ouvrages verticaux en béton ou en maçonnerie. Ils peuvent être préfabriqués ou réalisés directement à leur emplacement définitif dans la construction. En résumé, un mur en maçonnerie est une structure verticale formée par l'assemblage d'éléments de petite taille, disposés en lits horizontaux avec des joints croisés. Ces éléments sont reliés entre eux par des joints de mortier, du collage ou de l'emboîtement.

II-1-3- Pré dimensionnement:

II-1-3-1- Plancher (corps creux):

➤ **L'épaisseur de plancher:**

L'épaisseur totale de plancher doit satisfaire les conditions suivantes:

D'après le BAEL

➤ **Condition de flèche:**

$$L_{\max} = 5,00 \text{ m} = 500 \text{ cm (entre axe)}$$

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{500}{22,5} \Rightarrow ht \geq 22,22 \text{ cm} \Rightarrow ht = 24 \text{ cm}$$

Alors d'après DTR BC 2.2 (C.3) on choisit des planchers à Corps-creux de type (20+4) cm, constitués des (Corps-creux) de 20 cm d'épaisseur, et d'une dalle de compression d'épaisseur 4cm.

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

ht: hauteur du plancher

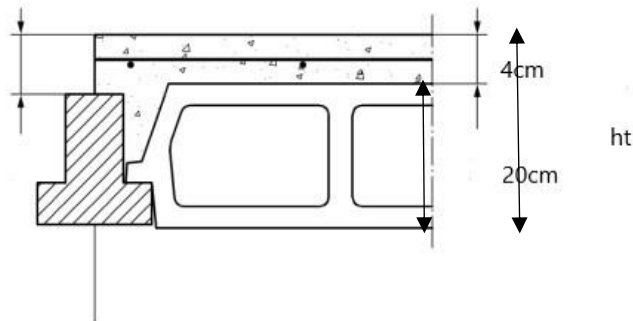


Figure II-1: Schéma d'un Plancher à corps creux

4cm : hauteur de la table de compression

20cm : hauteur du corps creux

II-1-3-2- Les poutrelles:

Le hourdis choisis est de longueur 65 cm

$$0.3ht \leq b_0 \leq 0.6ht \Rightarrow 7.2 \leq b_0 \leq 14.4 \Rightarrow \text{Soit } b_0 = 10 \text{ cm}$$

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{Ln}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \left\{ \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \right\} \text{ donc : en prend } b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Ln : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : Distance entre nus d'appuis de la poutrelle.

on adopte: $b_0 = 10 \text{ cm}$; $b_1 = 27.5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $h_t = 24 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$

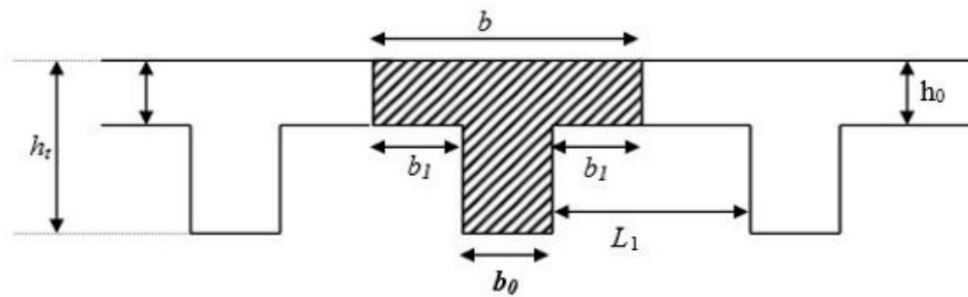


Figure II-2: Schéma d'une poutrelle

II-1-3-3- Les poutres:

On a deux types des poutres qui doivent respecter les conditions ci-dessous :

➤ **Condition de flèche : selon le BAEL**

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : grande portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

➤ **Conditions imposées par le RPA 99 versions 2003 (Article ;7.5.1) :**

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

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

$$h/b \leq 4$$

II-1-3-3-1- Les poutres principales:

$$L_{\max} = 5.80 \text{ m} = 580 \text{ cm (entre axe)}$$

➤ $\frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10} \Rightarrow 38,67 \leq h \leq 58 \Rightarrow$ en prend : $h = 50 \text{ cm}$

➤ La largeur de la poutre suivant cette condition : $0.3h \leq b \leq 0.6h \Rightarrow 15 \leq b \leq 30$

Alors on prend : $b = 40 \text{ cm}$

- $40 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV})$
- $50 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$
- $\frac{50}{40} = 1,25 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{CV})$

Donc on prend la section de la poutre principale est: (40x 50) cm².

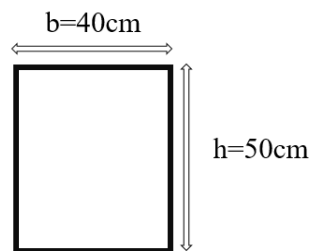


Figure II-3: Coupe de section d'une poutre principale

II-1-3-3-2- Les poutres secondaires:

$$L_{max} = 5.00 \text{ m} = 500\text{cm}$$

- $\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33,33 \leq h \leq 50 \Rightarrow$ en prend : $h = 45 \text{ cm}$

- La largeur de la poutre suivant cette condition :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 27 \Rightarrow \text{Alors on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

- $30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV})$
- $45 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$
- $\frac{45}{30} = 1,5 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$

Donc on prend la section de la poutre secondaires est: (30x 45) cm².

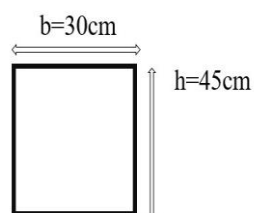


Figure II-4: Coupe de section d'une poutre secondaires

II-1-3-4- Les poteaux :

Les dimensions de la section transversal des poteaux selon le **RPA99 (version2003)** (**Art.7.4.1**), qui doivent respecter les conditions ci-dessous:

➤ $\text{Min}(b ; h) \geq 25\text{cm}$

$$\text{Min}(b ; h) \geq h_e/20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

On propose une section rectangulaire des poteaux $(45 \times 50)\text{ cm}^2$.

➤ $\text{Min}(45 ; 50) \geq 25\text{cm}$ (CV)

$$\text{Min}(45 ; 50) \geq 3,06/20 = 0,153$$
(CV)

$$1/4 < 45/50 = 0,9 < 4$$
(CV)

Donc on prend la section des poteaux (45×50)

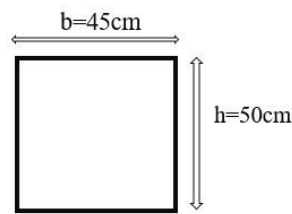


Figure II-5: Coupe de section d'un Poteau

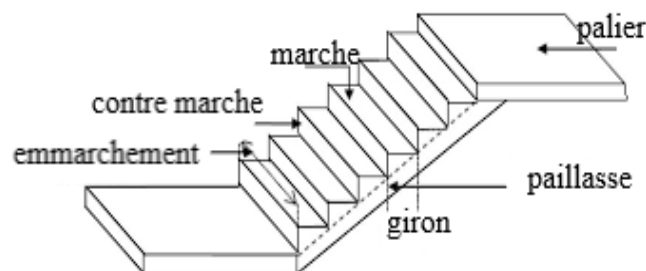
II-1-3-5- Les escaliers :

Figure II-6: Schéma d'escalier

Pour assurer le confort des marches et contre marches (g, h) en utilise généralement la Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

h : hauteur de la contre marche : $14 \leq h \leq 18\text{ cm}$

g : largeur de marche : $24 \leq g \leq 32\text{cm}$

On prend: $\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases} \Rightarrow 59 \leq 30+2(17) \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$ (CV)

Alors l'escalier est confortable

h : hauteur de contre marche

g : giron largeur de la marche

➤ **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H/2}{h} = \frac{306/2}{17} = 9 \text{ contre marche dans chaque volée}$$

H: hauteur d'étage.

h: hauteur de la contre marche

➤ **Nombre de marches** => $N = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marche des chaque volée

➤ **Longueur de volée** => $L = (n - 1) g = (9 - 1) 30 = 240$ cm

➤ **Emmarchement E** => $E = 140$ cm

➤ **L'angle α (inclinaison de la paillasse)** => $\tan \alpha = \frac{8 \times 17}{8 \times 30} = 29^\circ, 54$

➤ **Épaisseur du palier de repos et la paillasse:**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur ; on a $L = 520$ cm

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{520}{30} \leq ep \leq \frac{520}{20} \Rightarrow 13 \leq ep \leq 17,33 \Rightarrow \text{on prend : } ep = 16 \text{ cm}$$

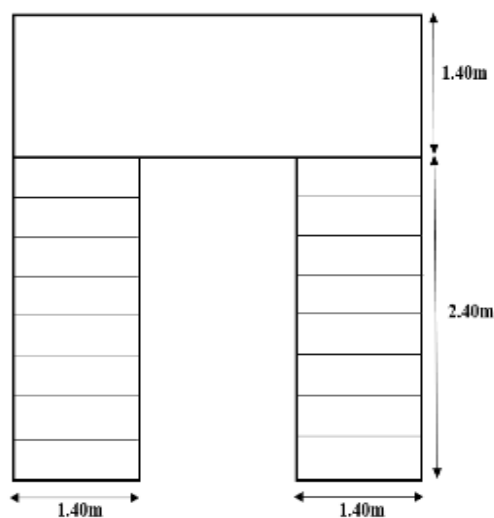


Figure II-7: Dimension d'escalier

➤ **La poutre palière:**

Elle doit respecter les mêmes conditions des poutres principales et secondaires

$$L_{\max} = 5.00 \text{ m} = 500\text{cm (entre axe)}$$

➤ $\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33,33 \leq h \leq 50$ en prend : $h = 40 \text{ cm}$

➤ La largeur de la poutre suivant cette condition :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \Rightarrow \text{Alors on prend: } b = 35 \text{ cm}$$

➤ $35 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV})$

$$40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\frac{40}{35} = 1.14 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Donc on prend la section de la poutre palière est: (35x 40) cm².

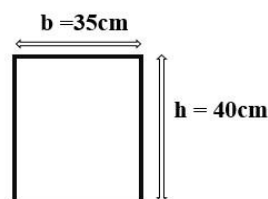


Figure II-8: Coupe de section de la poutre palière

II-1-3-6- Balcon :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, leur épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (article B.6.424)

$$e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{120}{20} \Rightarrow e \geq 6\text{cm} \Rightarrow Lx = 120 \text{ cm}$$

➤ **Résistance au feu :**

- e=7 cm pour une heure de coupe-feu.
- e=11 cm pour deux heures de coupe-feu.
- e=17,5 cm pour quatre heures de coupe-feu

On prend l'épaisseur des balcons : e = 16cm

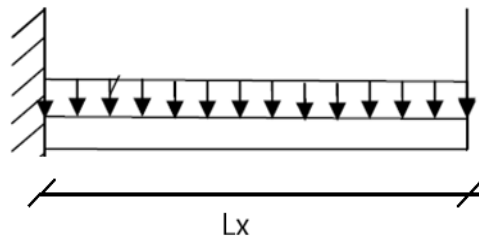


Figure II-9: Schéma de balcon

II-1-3-7- Les voiles :

Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires : **D’après le RPA 99 (article 7.7.1)**

➤ $l \geq 4a \Rightarrow 200\text{cm} \geq 4(15\text{cm}) \Rightarrow 200\text{cm} \geq 60\text{cm} \dots\dots\dots(\text{CV})$

l : porté du voile (dans notre cas on prend le petit porté)

a : épaisseur du voile

h : hauteur d’étage

- L’épaisseur minimale est de 15cm.
- L’épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage h_e et des conditions de rigidité :

On prend la condition $a \geq \frac{h_e}{22}$ pour un voile rigidifié à une extrémité (notre cas)

Alors : $a \geq \frac{306}{22} \Rightarrow a \geq 13,91 \Rightarrow$ Alors On prend : $e=16 \text{ cm}$

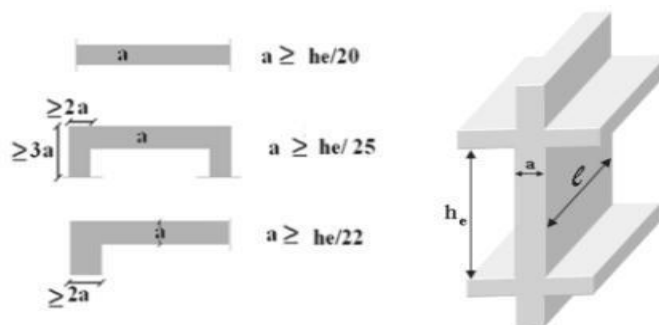
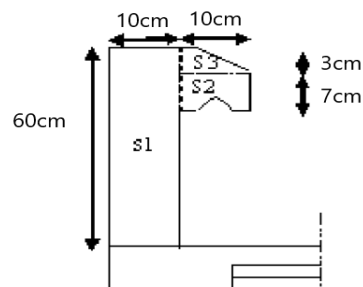


Figure II-10: Schéma de voile

II-1-3-8- L'acrotère :

La surface de l'acrotère : $S_{ac} = (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + \frac{(0.03 \times 0.1)}{2} = 0.0685 \text{ m}^2$

**Figure II-11:** Schéma de L'acrotère**II-1-4- Résultat de Pré dimensionnement:****Tableau 22:** Dimensionnement des éléments principaux

L'élément	Dimensionnement
Les poutres principales	$S=(40 \times 50) \text{ cm}^2$
Les poutres secondaires	$S=(30 \times 45) \text{ cm}^2$
Les poteaux	$S=(45 \times 50) \text{ cm}^2$
Les voiles	$e=16 \text{ cm}$

Tableau 23: Dimensionnement des éléments secondaire

L'élément	Dimensionnement
Plancher (corps creux)	$(20+4) \text{ cm}$
Les escaliers (paillasse+palier)	$e=16 \text{ cm}$
Poutre paliere	$(35 \times 40) \text{ cm}^2$.
Les balcons	$e = 16 \text{ cm}$
L'acrotère	$S_{acr}=0.0685 \text{ m}^2$

II-2- Descente des charges :**II-2-1-Introduction:**

Le principe de la descente de charges est la distribution et le transfert des charges dans une structure. Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Toiture) vers le niveau le plus bas (fondation).

II-2-2- Évaluations des charges et surcharges :

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

II-2-2-1-Plancher Terrasse Inaccessible :**Tableau 24:** Les charges sur le plancher corps creux terrasse.

Désignations	γ (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0,05	1,00
Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	20	0,10	2,00
Isolation thermique (liège)	4	0,04	0,16
Plancher en corps creux	–	0,24	3,30
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
			G=6.78
			Q=1

II-2-2-2- Plancher étage Courant :**Tableau 25:** Les charges s sur le plancher corps creux étage.

Désignations	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher en corps creux	–	0,24	3,30
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons	10	0,1	1
			G = 5,70
			Q = 1,5

II-2-2-3- Les escaliers :➤ **paillasse:****Tableau 26:** Charge permanente du paillasse.

Désignations	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Les marches	22	0,17/2	1,87
Paillasse	25	0,16	4
Enduit en plâtre	10	0,01	0,1
			G = 6,81
			Q = 2,5

➤ palier:

Tableau 27: Charge permanente du palier.

Désignations	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Poids propre de palier	25	0,16	4
Enduit en plâtre	10	0,01	0,1
			G = 4,94
			Q = 2,5

II-2-2-4- Les balcons :**Tableau 28:** Charges du Balcon étage (Dalle pleine).

Désignations	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Couche de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,16	4
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
			G = 5,56
			Q = 3,5

II-2-2-5- Les murs :**➤ Murs extérieurs en maçonnerie:****Tableau 29:** Évaluation des charges pour les murs extérieurs.

Désignations	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Enduit de ciment (ext)	18	0,02	0,36
Brique creux	9	0,15	1,35
Ame d'air	–	0,05	0,0
Brique creux	9	0,10	0,9
Enduit en plâtre (int)	10	0,02	0,2
			G = 2,81

➤ Murs intérieur en maçonnerie:**Tableau 30:** Évaluation des charges pour les murs intérieur.

Désignations	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Enduit de ciment	18	0,01	0,18
Brique creux	9	0,10	0,9
Enduit en plâtre	10	0,01	0,1
			G = 1,18

II-2-2-6- L'acrotère :**Tableau 31:**Évaluation des charges pour l'acrotère

	γ (kN/m ³)	surface (m ²)	Charges (KN/mL)
Poids propre	25	0,0685	1,7125
Poids d'enduit extérieur + Poids d'enduit intérieur (ciment :e =3cm)	/	/	0.324
			G = 2,0325
			Q = 1

Le poids de l'acrotère = $P_p + P_{\text{Crépissage}} = 1.7125 + (0.18 \times 3 \times 0.6) = 2.0325$

D'après le DTR.BC.2.2=> Poids d'enduit =>0.18KN/m² → 1cm

II-2-3- Charges (G) et surcharge (Q) :**Tableau 32:** Tableau de Charges (G) et surcharge (Q)

Désignations	Charge Permanente	Charge d'exploitation
Plancher Terrasse Inaccessible	G = 6,78	Q = 1
Plancher étage Courant	G = 5,70	Q = 1,5
Paillasse	G = 6,81	Q = 2,5
Palier	G = 4,94	Q = 2,5
Les balcons	G = 5,56	Q = 3,5
Murs extérieurs en maçonnerie	G = 2,81	/
Murs intérieur en maçonnerie	G = 1,18	/
L'acrotère	G = 2,0325	Q = 1

II-2-3- Descente des charges sur les poteaux:

Les charges exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux est indépendante. [DTR.BC2.2].

➤ Loi de dégression : DTR B.C.2.2

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

- Pour le toi et 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).

➤ Dans notre projet on a deux poteaux plus sollicité (B-3) et (A-3):

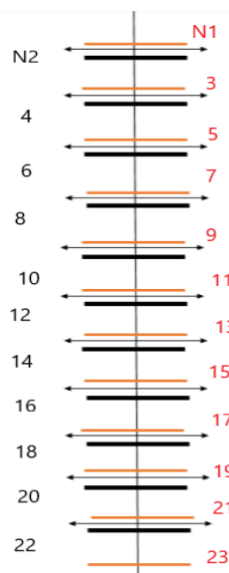


Figure II-12: Les coupes des planchers

II-2-3-1-Descente des charges sur le Poteau intermédiaire (B-3):➤ **Les surfaces du plancher sur le Poteau intermédiaire (B-3):**

- La surface afférente pour la charge permanente :

$$SG = (2.175)(2.25 + 2.65) + (2.275)(2.25 + 2.65) = 21.81 \text{ m}^2$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation :

✓ Pour la terrasse:

$$Sq0 = (2.175 + 0.45 + 2.275) \times (2.25 + 0.50 + 2.65) = 26.46 \text{ m}^2$$

✓ Pour étage courante:

$$Sq = Sq0 - (S_{\text{poteau}}) = 26.46 - (0.45 \times 0.50) = 26.24 \text{ m}^2$$

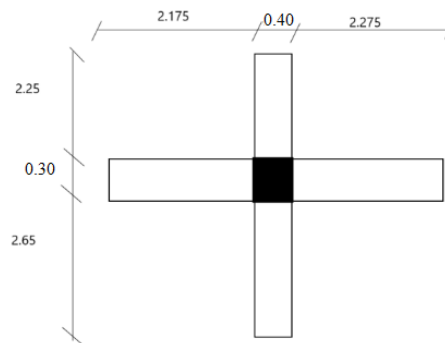


Figure II-13: Surface afférente poteau intermédiaire (B-3)

➤ **Descente des charges sur le Poteau intermédiaire (B-3):**

Tableau 33: Descente des charges sur le Poteau intermédiaire (B-3)

Niv	Elément	G(KN)	Q (KN)
N2	Plancher terrasse: $SG \times G_{\text{terr}} = 21.81 \times 6.78$	147.87	26.46
	Poutre Principale(Pp): $V \times \gamma = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	Poutre Secondaire(Ps): $V \times \gamma = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$	15.0187	
	La surcharge : $Q=1 \times Sq0=1 \times 26.46$		
N3	Venant de N2:	187.390	26.46

	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	
N4	Venant de N3:	204.60305	26.46
	Plancher étage courant: $SG \times G_{\text{étage}} = 21.81 \times 5.70$	124.317	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$	15.01875	
	La surcharge Q: $Q = 1.5 \times Sq = 1.5 \times 26.24$		39.36
N5	Venant de N4:	368.4388	65.82
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	
N6	Venant de N5:	385.6513	65.82
	Plancher étage courant: $SG \times G_{\text{étage}} = 21.81 \times 5.70$	124.317	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$	15.0187	
	La surcharge Q: $Q = 1.5 \times Sq \times 0.9 = 39.36 \times 0.9$		35.424
	Venant de N6:	549.48705	101.244
N7	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	
	Venant de N7:	566.69955	101.244
N8	Plancher étage courant: $SG \times G_{\text{étage}} = 21.81 \times 5.70$	124.317	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$	15.01875	
	La surcharge Q: $Q = 1.5 \times Sq \times 0.8 = 39.36 \times 0.8$		31.488
N9	Venant de N8:	730.5353	132.732
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	

N10	Venant de N9:	747.7478	132.732
	Plancher étage courant: $SG \times G_{\text{étage}} = 21.81 \times 5.70$	124.317	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$ La surcharge Q: $Q = 1.5 \times Sq \times 0.7 = 39.36 \times 0.7$	15.01875	27.552
N11	Venant de N10:	911.58355	160.284
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	
N12	Venant de N11:	928.79605	160.284
	Plancher étage courant: $SG \times G_{\text{étage}} = 21.81 \times 5.70$	124.317	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$ La surcharge Q: $Q = 1.5 \times Sq \times 0.6 = 39.36 \times 0.6$	15.01875	23.616
N13	Venant de N12:	1092.6318	183.9
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	
N14	Venant de N13:	1109.8443	183.9
	Plancher étage courant: $SG \times G_{\text{étage}} = 21.81 \times 5.70$	124.317	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$ La surcharge Q: $Q = 1.5 \times Sq \times 0.5 = 39.36 \times 0.5$	15.01875	19.68
N15	Venant de N14:	1273.68005	203.58
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	
N16	Venant de N15:	1290.89255	203.58
	Plancher étage courant: $SG \times G_{\text{étage}} = 21.81 \times 5.70$	124.317	
		24.5	

	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$ (Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$ La surcharge Q: $Q = 1.5 \times S_q \times 0.5 = 39.36 \times 0.5$	15.01875	19.68
N17	Venant de N16:	1454.7283	223.26
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	
N18	Venant de N17:	1471.9408	223.26
	Plancher étage courant: $SG \times G_{\text{étage}} = 21.81 \times 5.70$	124.317	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$ La surcharge Q: $Q = 1.5 \times S_q \times 0.5 = 39.36 \times 0.5$	15.01875	19.68
N19	Venant de N18:	1635.77655	242.94
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	
N20	Venant de N19:	1652.98905	242.94
	Plancher étage courant: $SG \times G_{\text{étage}} = 21.81 \times 5.70$	124.317	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$ La surcharge Q: $Q = 1.5 \times S_q \times 0.5 = 39.36 \times 0.5$	15.01875	19.68
N21	Venant de N20:	1816.8248	262.62
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	
N22	Venant de N21:	1834.0373	262.62
	Plancher étage courant: $SG \times G_{\text{étage}} = 21.81 \times 5.70$	124.317	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
		15.01875	

	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 4.45)$ La surcharge Q: $Q = 1.5 \times S_q \times 0.5 = 39.36 \times 0.5$		19.68
N23	Venant de N22:	1997.87305	282.3
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.45 \times 0.50 \times 3.06)$	17.2125	
	Venant de N23:	2015.08555	282.3

II-2-3-1-3- Vérification de Poteau intermédiaire (B-3):

Alors : $\begin{cases} G = 2015.08555 \text{ KN} \\ Q = 282.3 \text{ KN} \end{cases}$

➤ **Vérification au flambement: BAEL**

- $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(2015.08555) + 1.5(282.3)$

$\Rightarrow N_u = 3143.815493 \text{ KN} = 3143815.493 \text{ N}$

- $A_{min} = 1\%B = \frac{1}{100} (0.45 \times 0.50) = 2.25 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 22.5 \text{ cm}^2$

- $B_r = (45-2)(50-2) = 2064 \text{ cm}^2$

- $l_f = 0.7L_0 = 0.7(3.06) = 2.142 \text{ m}$

- $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{45 \times 50^3}{12}} = 2250 \Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{14.43} = 14.84$

- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left[\left(\frac{14.84}{35} \right)^2 \right]} = 0.82$

- $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot F_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow N_u \leq 0.82 \left[\frac{2064 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{22.5 \times 100 \times 400}{1.15} \right]$

$\Rightarrow 3143815.493 \text{ N} \leq 3775961.353 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{CV})$

➤ **Vérification de la résistance :(RPA)**

- $N_s = G + Q = 282.3 \text{ KN} + 2015.08555 \text{ KN} = 2297385.55 \text{ N}$

$\Rightarrow B = 500 \times 450 = 225000 \text{ mm}^2 \geq \frac{2297385.55 \text{ N}}{0.3 \times 25} = 306318.0733 \dots\dots\dots(\text{CNV})$

La condition RPA ne sont pas vérifiée, les dimensions adoptées pour les poteaux sont

$(60 \times 65) \text{ cm}^2$

II-2-3-2-Descente des charges sur le Poteau rive (A-3):

➤ II-2-3-2-1-Les surfaces du plancher sur le Poteau rive (A-3):

- La surface afférente pour la charge permanente:

$$SG = (2.175) (2.25 + 2.65) = 10.66 \text{ m}^2$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation:

✓ Pour la terrasse

$$Sq0 = [(0.45 + 2.175) - 0.1] \times (2.25 + 0.50 + 2.65) = 13.64 \text{ m}^2$$

✓ Pour étage courante:

$$Sq = [(0.45 + 2.175) \times (2.25 + 0.50 + 2.65)] - [(0.50 \times 0.45) + (0.34 \times 4.9)] = 12.28 \text{ m}^2$$

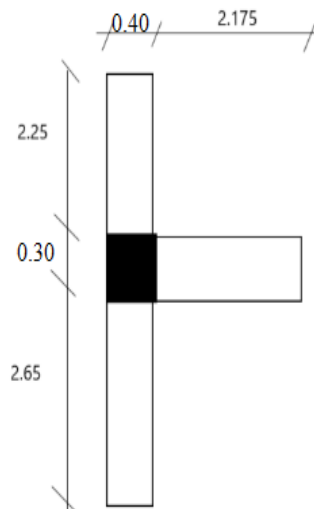


Figure II-14: Surface afférente poteau de rive (A-3)

II-2-3-2-2-Descente des charges sur le Poteau rive(A-3):**Tableau 34:**Descente des charges sur le Poteau rive(A-3)

Niv	Elément	G(KN)	Q (KN)
N1	Le poids de l'acrotère: $G = 2,0325 \times (2.65+0.5+ 2.25)$	10.9755	5.4
	La surcharge Q : $Q= 1\text{KN/ml} \times (2.65+0.5+ 2.25)$		
N2	Venant de N1:	10.9755	5.4
	Plancher terrasse: $SG \times G_{\text{terr}} = 10.66 \times 6.78$	72.2748 24.5	13.64
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	7.340625	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$		
	La surcharge Q: $Q=1 \times Sq_0=1 \times 13.64$		
N3	Venant de N2:	115.090925	19.04
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
N4	Venant de N3:	144.925925	19.04
	Plancher étage courant: $SG \times (G_{\text{étage}}) = 10.66 \times (5.70)$	60.762	
	Poids des murs extérieurs:(sans P) $G_{\text{mur ext}} \times [(h - h_{pr}) \times (2.25 + 2.65)]$ $2.81 \times [(3.06 - 0.5) \times (2.25 + 2.65)]$	35.24864	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	

	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$ La surcharge Q: $Q = 1.5 \times S_q = 1.5 \times 12.28$	7.340625	18.42
N5	Venant de N4:	272.77719	37.46
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
N6	Venant de N5:	302.61219	37.46
	Plancher e.c: $SG \times (\text{Gétage}) = 10.66 \times (5.70)$ M.ext: $2.85 \times [(3.06 - 0.5) \times (2.25 + 2.65)]$ (Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0.50 \times 4,9)$ (Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$ La surcharge Q: $Q = 1.5 \times S_q \times 0.9 = 18.42 \times 0.9$	60.762 35.7504 24.5 7.340625	16.578
N7	Venant de N6:	430.463455	54.038
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
N8	Venant de N7:	460.298455	54.038
	Plancher é.c: $SG \times (\text{Gétage}) = 10.66 \times (5.70)$ M.ext: $2.85 \times [(3.06 - 0.5) \times (2.25 + 2.65)]$ (Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0.50 \times 4,9)$ (Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$ La surcharge Q: $Q = 1.5 \times S_q \times 0.8 = 18.42 \times 0.8$	60.762 35.7504 24.5 7.340625	14.736
N9	Venant de N8:	588.14972	68.774
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
N10	Venant de N9:	617.98472	68.774
	Plancher é.c: $SG \times (\text{Gétage}) = 10.66 \times (5.70)$ M.ext: $2.85 \times [(3.06 - 0.5) \times (2.25 + 2.65)]$ (Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0.50 \times 4,9)$ (Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$	60.762 35.7504 24.5 7.340625	

	La surcharge Q: $Q=1.5 \times Sq \times 0.7=18.42 \times 0.7$		12.894
N11	Venant de N10:	745.835985	81.668
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
N12	Venant de N11:	775.670985	81.668
	Plancher é.c: $SG \times (\text{Gétage}) = 10.66 \times (5.70)$	60.762	
	M.ext: $2.85 \times [(3.06 - 0.5) \times (2.25 + 2.65)]$	35.7504	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$	7.340625	
	La surcharge Q: $Q=1.5 \times Sq \times 0.6=18.42 \times 0.6$		11.052
N13	Venant de N12:	903.52225	92.72
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
N14	Venant de N13:	933.35725	92.72
	Plancher é.c: $SG \times (\text{Gétage}) = 10.66 \times (5.70)$	60.762	
	M.ext: $2.85 \times [(3.06 - 0.5) \times (2.25 + 2.65)]$	35.7504	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$	7.340625	
	La surcharge Q: $Q=1.5 \times Sq \times 0.5=18.42 \times 0.5$		9.21
N15	Venant de N14:	1061.208515	101.93
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
N16	Venant de N15:	1091.043515	101.93
	Plancher é.c: $SG \times (\text{Gétage}) = 10.66 \times (5.70)$	60.762	
	M.ext: $2.85 \times [(3.06 - 0.5) \times (2.25 + 2.65)]$	35.7504	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$	7.340625	
	La surcharge Q: $Q=1.5 \times Sq \times 0.5=18.42 \times 0.5$		9.21
N17	Venant de N16:	1218.89478	111.14

	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
N18	Venant de N17:	1248.72978	111.14
	Plancher é.c: $SG \times (\text{Gétage}) = 10.66 \times (5.70)$	60.762	
	M.ext: $2.85 \times [(3.06 - 0.5) \times (2.25 + 2.65)]$	35.7504	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$	7.340625	
	La surcharge Q: $Q = 1.5 \times Sq \times 0.5 = 18.42 \times 0.5$		9.21
N19	Venant de N18:	1376.581045	120.35
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
N20	Venant de N19:	1406.416045	120.35
	Plancher é.c: $SG \times (\text{Gétage}) = 10.66 \times (5.70)$	60.762	
	M.ext: $2.85 \times [(3.06 - 0.5) \times (2.25 + 2.65)]$	35.7504	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$	7.340625	
	La surcharge Q: $Q = 1.5 \times Sq \times 0.5 = 18.42 \times 0.5$		9.21
N21	Venant de N20:	1534.26731	129.56
	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
N22	Venant de N21:	1564.10231	129.56
	Plancher é.c: $SG \times (\text{Gétage}) = 10.66 \times (5.70)$	60.762	
	M.ext: $2.85 \times [(3.06 - 0.5) \times (2.25 + 2.65)]$	35.7504	
	(Pp): $V \times \gamma A = 25(0.40 \times 0,50 \times 4,9)$	24.5	
	(Ps): $V \times \gamma A = 25(0.3 \times 0.45 \times 2.175)$	7.340625	
	La surcharge Q: $Q = 1.5 \times Sq \times 0.5 = 18.42 \times 0.5$		9.21
N23	Venant de N22:	1691.953575	138.77

	Poteau: $V \times \gamma A = 25(0.60 \times 0.65 \times 3.06)$	29.835	
	Venant de N23:	1721.788575	138.77

➤ **Vérification de Poteau rive (A-3):**

$$\text{Alors : } \begin{cases} G = 1721.788575 \text{ KN} \\ Q = 138.77 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Vérification au flambement: BAEL**

- $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(1721.788575) + 1.5(138.77)$

$$\Rightarrow N_u = 2532.569576 \text{ KN} = 2532569.576 \text{ N}$$

- $A_{\min} = 1\%B = \frac{1}{100} (0.60 \times 0.65) = 3.9 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 39 \text{ cm}^2$

- $B_r = (60-2)(65-2) = 3654 \text{ cm}^2$

- $L_f = 0.7L_0 = 0.7(3.06) = 2.142 \text{ m}$

- $\lambda = 3.46 \left(\frac{L_f}{a} \right) = 3.46 \left(\frac{2.142}{0.6} \right) = 12.3522$

- $\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{60 \times 65^3}{12}} = 18.76 \Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{18.76} = 11.42$

- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left[\left(\frac{11.42}{35} \right)^2 \right]} = 0.83$

- $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot F_e}{\gamma_s} \right]$

$$\Rightarrow N_u \leq 0.83 \left[\frac{3654 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{39 \times 100 \times 400}{1.15} \right] \Rightarrow 2532569.576 \text{ N} \leq 6742246.377 \text{ N} \dots \dots (\text{CV})$$

➤ **Vérification de la résistance :(RPA)**

- $N_s = 1721.788575 + 138.77 = 1860.558575 \text{ KN} = 1860558.575 \text{ N}$

$$\Rightarrow B = 600 \times 650 = 390000 \text{ mm}^2 \geq \frac{N_s}{0.3 \times f_{c28}} = \frac{1860558.575 \text{ N}}{0.3 \times 25} = 248074.4767 \text{ mm}^2 (\text{CV})$$

“Toutes les conditions sont vérifiées, alors les dimensions adoptées pour les poteaux sont (60×65) cm²”

Chapitre III :
Calculs des éléments
secondaires

III-1-Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont: les escaliers, l'acrotère et les balcons.

III-2-L'acrotère :**III-2-1- les hypothèse de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III-2-2- l'effort due au séisme :

- D'après RPA 99/Version 2003, Art (6.2.3) page39:

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.WP$$

- **A:** coefficient d'accélération $\begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 1.15 \Rightarrow \text{Tab}(4.1)$
- **CP:**Facteur de force horizontale $\Rightarrow CP = 0.8 \Rightarrow \text{Tab}(6.1)$
- **WP:** poids de l'acrotère $\Rightarrow WP = 2.0325$

$$F_p = 4.A.C_p.WP = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.0325 = 0,9756 \text{KN/ml}$$

- **Q:** force horizontale $\Rightarrow Q = 1 \text{KN/ml}$
- **F** = max(Q;Fp) $\Rightarrow F = \max(1; 0.9756) \Rightarrow$ On prend $F = F_p = 1 \text{KN/ml}$

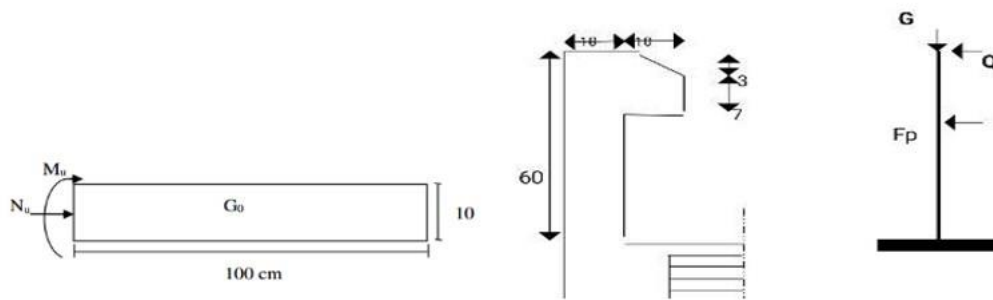


Figure III-1: Caractéristiques géométriques de l'acrotère.

III-2-3- Sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_u = g = 2.0325 \text{ KN/ml}$$

$$T = q = 1 \text{ KN/ml}$$

III-2-4- Combinaisons d'action :

Tableau III-1: Tableau de Combinaisons d'action

ELU	$N_u = 1 \times N_g = 1 \times 2.0325$ "On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable"	2.0325 (KN/ mℓ)
	$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6$	0.9 (KN.m)
	$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1$	1.5 (KN/ mℓ)
ELS	$N_{ser} = N_g$	2.0325 (KN/ mℓ)
	$M_{ser} = M$	0.6 (KN.m)

III-2-5- Calcul de ferrailage :

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

a) Armatures longitudinales :

- **ELU:**

1. Détermination de l'excentricité du centre de pression:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.0325} = 0.442\text{m} \Rightarrow e_0 = 0.442 > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{m}$$

Alors le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égal au moment par rapport aux armatures tendues.

2. Détermination de la section des armatures à la flexion simple:

$$M_{lu} = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.0325 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.94065\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{lu}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.94065 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 7^2 \times 10^3} = 0.0135 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.042 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.042) = 0.9832$$

$$A_{lu} = \frac{M_{lu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0.94065 \times 10^6}{348 \times 0.9832 \times 7 \times 10} = 0.393\text{cm}^2$$

3. Détermination de la section des armatures à la flexion composée:

N : effort de compression.

$$A_\mu = A_{lu} - \frac{N_u}{100\sigma_s} / A_c = A_{lc} = 0 \Rightarrow A_\mu = 0.393 - \frac{2032.5}{100 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

• **ELS:**

1. La contrainte de traction d'armature BAEL91(A.4.5.3.3):

Fissurations Préjudiciables barres HA($\eta = 1.6$)

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6} \times 2.1 \right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min (266.67 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

2. Détermination de l'excentricité du centre de pression:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.0325} = 0.295\text{m} \Rightarrow e_0 = 0.295 > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{m}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

3. Détermination de la section d'armatures à la flexion simple:

$$M_{Is} = M_{ser} + N_{ser} \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.6 + 2.0325 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.64065 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{Is}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.64065 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 7^2 \times 10^3} = 0.0092 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.012 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.012) = 0.9952$$

$$A_{lser} = \frac{M_{Is}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0.64065 \times 10^6}{201.63 \times 0.9952 \times 7 \times 10} = 0.456 \text{ cm}^2$$

4. Calcul de la section à la flexion composée:

$$A_{ser} = A_{lser} - \frac{N_{user}}{100\sigma_s} / A_c = A_{lc} = 0 \Rightarrow A_{ser} = 0.456 - \frac{2032.5}{100 \times 201.63} = 0.355 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité: BAEL (A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{29.5 - 0.45(7)}{29.5 - 0.185(7)}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.72 \text{ cm}^2$$

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

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_{ser}; A_u; A_{min}; A_L) = \max(0.355; 0.33; 0.72; 2.5)$$

$$\text{Alors on adopte: } A = A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

b) Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } A_r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

c) L'espacement des armatures :

$$A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 \Rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \varnothing 6 \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

d) Vérification de l'effort tranchant: BAEL (A.5.1,1)

$$V_u = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000.70} = 0.021 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa} \right) = \min \left(\frac{0.15}{1.5} \times 25; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Alors : $\tau_u = 0.021 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$ (CV)

Donc: les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Schéma du Ferrailage :

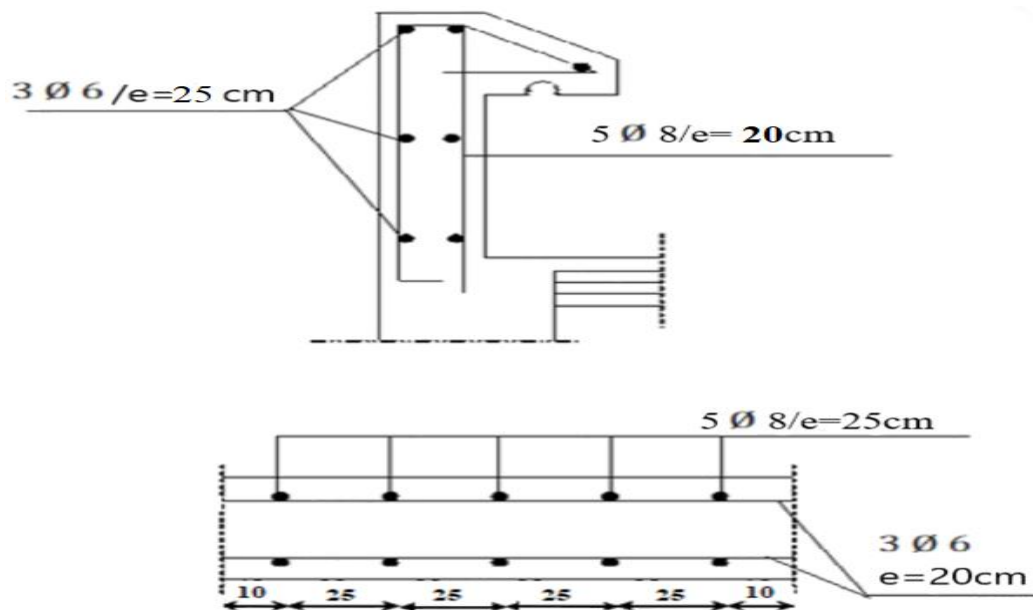


Figure III-2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III-3-les balcons :**III-3-1- les hypothèse de calcul :**

- Le balcon est une dalle pleine sollicitée en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

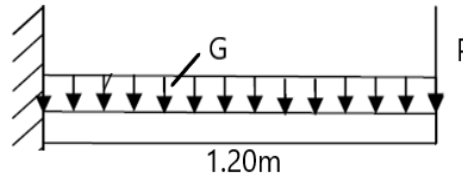


Figure III-3: Schéma statique de balcon sur un seul appui

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- *la charge permanente G.
- *la charge d'exploitation Q.
- * Charge concentrée due au poids des murs extérieurs P.

III-3-2- Les charges :

On prend une bande de 1 m:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur du mur: } h = 2.61 \text{ m} \\ \text{La charge de mur: } G_{\text{mur ext}} = 2,81 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = 2.61 \times 1 \times 2.81 = 7.33 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Charge permanente } G = 5,56 \text{ KN/ m}^2 \Rightarrow G = 5.56 \times 1 = 5.56 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

III-3-3- Calcul des sollicitations :➤ **Les actions:**

Tableau III-2: Tableau de Les actions

$M_G(\text{KN.m})$ $= \frac{Gl^2}{2}$	$M_Q(\text{KN.m})$ $= \frac{Ql^2}{2}$	$M_P(\text{KN.m})$ $= P \times l$	$T_G(\text{KN})$ $= G \times l$	$T_Q(\text{KN})$ $= Q \times l$	$T_P(\text{KN})$ $= P$
4.00	2.52	8.80	6.67	4.2	7.33

➤ **Combinaisons D'action:**

Tableau III-3: Tableau de Combinaisons D'action

ELU	Mu	$1.35(M_G+M_P)+1.5M_Q$	14.63 (KN.m)
	Tu	$1.35(T_G+T_P)+1.5T_Q$	19.85 (KN)
ELS	Mser	$M_G+M_P+ M_Q$	10.56 (KN.m)

III-3-4- Calcul de ferrailage :

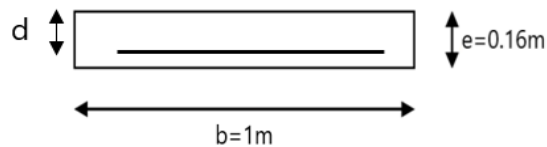


Figure III-4: Coupe de ferrailage

➤ **ELU:**

• **L'enrobage:**

$$\Rightarrow C = 3\text{cm} \Rightarrow d = h - 3 \Rightarrow d = 16 - 3 = 13 \text{ cm.}$$

$$\bullet \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14.63 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 130^2} = 0.061 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

\Rightarrow Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

• **Les armatures longitudinales:**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.079 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.041) = 0.9684$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14.63 \times 10^6}{348 \times 0.9684 \times 130} = 3.34 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS:**

D'après le **BAEL91:**

La fissuration est peu nuisible \Rightarrow 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

$$\text{est: } \alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III-4: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS

Mu(KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	α	$\bar{\alpha}$	condition
14.63	10.56	1.385	25	0.079	0.443	CV

➤ **Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22**

$$A'_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A'_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4):**

$$A_{\min}'' \geq 0.001 \times b \times h \Rightarrow A_{\min}'' \geq 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

- $A_{\min} = \max(A_{\min}'; A_{\min}'') = A_{\min}'' = 1.6 \text{ cm}^2$
- Donc: $A = \max(A_u; A_{\min}) = \max(3.34; 1.6) = 3.34 \text{ cm}^2$
- On adopte: $4T12=4.52 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de l'effort tranchant: BAEL 91 (A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{19.85 \times 10^3}{100 \times 130} = 1.53 \text{ Mpa}$$

- Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc:

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min \left[0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min[3; 33; 5] = 3.33 \text{ Mpa}$$

- Alors: $1.53 < 3.33 \text{ Mpa (CV)}$

Donc: les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5 .1)**

$$\bullet \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{120} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1333 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

$$\bullet \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 3.48 \times 10^{-3} \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

$$\bullet \frac{ht}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{120} \geq \frac{1}{10} \Rightarrow M_t = M_0 \Rightarrow 0.1333 \geq 0.1 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

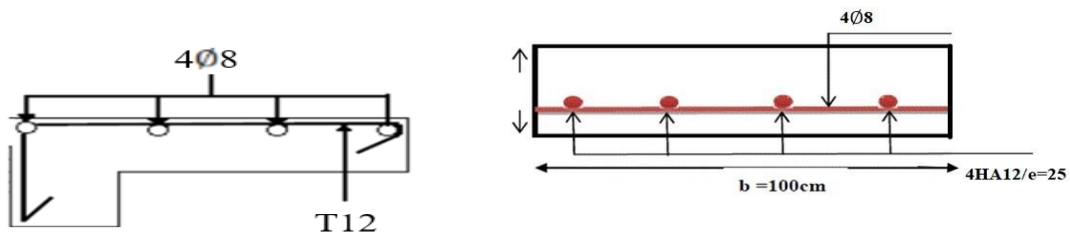
- Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \Rightarrow 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement entre les armatures:**

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

III-3-5- Schéma de ferrailage :**Figure III-5:** Schéma de ferrailage de balcon**III-4-L'escalier :****III-4-1- les hypothèses 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.

III-4-2- Les charges :

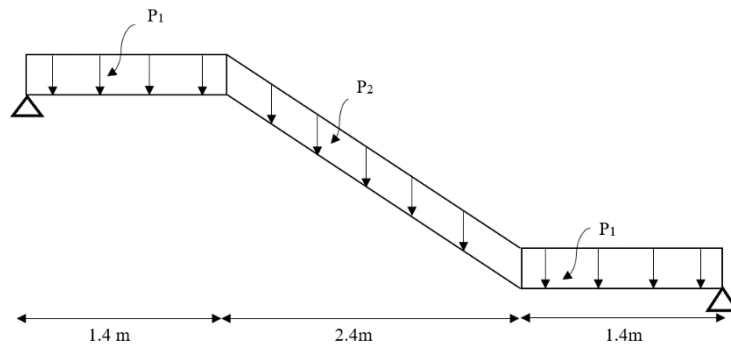
On prend une bande de 1 m :

Tableau III-5: Tableaux des charges

	Charge permanente G (KN/ml)	Charge d'exploitation Q (KN/ml)
Volée	6.81	2.5
Palier	4.94	2.5

III-4-3- Combinaisons d'action :**Tableau III-6:** Combinaisons d'action

	$P_u=1.35G+1.5Q$ (ELU)	$P_{ser}=G+Q$ (ELS)
Volée	12.94	9.31
Palier	10.42	7.44

III-4-4- Calcul des sollicitations :**III-4-4-1-Schéma statique :****Figure III-6 :** Schéma statique de l'escalier**III-4-4-2-Transformation les charges réparties en charge équivalente :**

➤ ELU:

- Charge équivalente:

$$P_{eq} = \frac{2P_1(L_1) + P_2(L_2)}{2L_1 + L_2} \Rightarrow \frac{10.42 \times 1.4 \times 2 + 12.94 \times 2.4}{5.2} \Rightarrow P_{eq} = 11.58$$

- Les moment:

$$M_0 = \frac{P_{eq} \times L_{eq}^2}{8} \Rightarrow \frac{11.58 \times (5.2)^2}{8} = 39.14 \text{ KN.ml}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 33.27 \text{ KN.ml}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 11.74 \text{ KN.ml}$$

- L'effort tranchant:

$$T = \frac{P_{eq} \times L_{eq}}{2} = 30.11 \text{ KN}$$

- Diagramme:

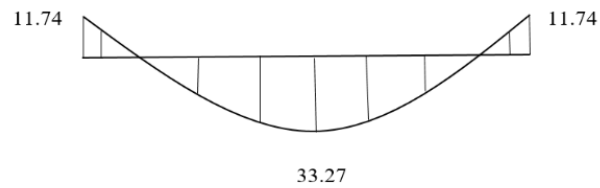


Figure III-7: Diagramme de moment ELU



Figure 5: Diagramme de l'effort tranchant ELU

➤ ELS:

- Charge equivalente:

$$P_{eq} = \frac{2P_1(L_1) + P_2(L_2)}{2L_1 + L_2} \Rightarrow \frac{7.44 \times 1.4 \times 2 + 9.31 \times 2.4}{5.2} \Rightarrow P_{eq} = 8.30$$

- Les moments:

$$M_0 = \frac{P_{eq} \times L_{eq}^2}{8} \Rightarrow \frac{8.30 \times (5.2)^2}{8} = 28.05 \text{ KN.ml}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 23.84 \text{ KN.ml}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 8.42 \text{ KN.ml}$$

- L'effort tranchant:

$$T = \frac{P_{eq} \times L_{eq}}{2} = 21.58 \text{ KN}$$

- Diagramme:

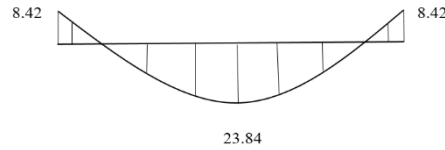


Figure 6: Diagramme de moment ELS



Figure III-10: Diagramme de l'effort tranchant EL

III-4-4-3-Résultat des sollicitations :

Tableau III-7: Récapitulatif résultats des sollicitations

	P_{eq} (KN.ml)	M_0 (KN.ml)	M_a (KN.ml)	M_t (KN.ml)	T (KN)
ELU	11.58	39.14	11.74	33.27	30.11
ELS	8.30	28.05	8.42	23.84	21.58

III-4-5- Calcul de ferrailage :

III-4-5- 1-L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_0 = 1 \text{ cm (fissuration peu préjudiciable BAEL91/A.7.1)}$$

$$\phi \geq \frac{h_t}{10} = \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow C \geq 1 + \frac{1.6}{2} = 1.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc on adopte } C = 2 \text{ cm}$$

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

III-4-5- 2-Les armatures longitudinales :

a) ELU:

➤ Travée:

$$\bullet \mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{33.27 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 140^2} = 0.120 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

\Rightarrow Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\bullet \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.160 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.160) = 0.936$$

$$A_{ut} = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33.27 \times 10^6}{348 \times 0.936 \times 140} = 7.30 \text{ cm}^2$$

➤ **Appuis:**

$$\bullet \mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.74 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 140^2} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

=>> Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\bullet \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot } A$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.054) = 0.978$$

$$A_{ua} = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11.74 \times 10^6}{348 \times 0.978 \times 140} = 2.46 \text{ cm}^2$$

b) ELS:

La fissuration est peu nuisible =>> Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\text{suivante est: } \alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III-8: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	α	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	33.27	23.84	1.396	25	0.160	0.448	CV
Appuis	11.74	8.42	1.394	25	0.054	0.447	CV

III-4-5- 3-Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22 :

$$A'_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A'_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

III-4-5- 4- Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4) :

$$A_{\min}'' \geq 0.001 \times b \times h \Rightarrow A_{\min}'' \geq 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(A_{\min}'; A_{\min}'') = A_{\min}' = 1.69 \text{ cm}^2$$

Tableau III-9: Ferrailage des armatures longitudinales

	$A_{cal}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A_{min}''(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
Travée	7.30	1.69	1.6	7.30	5HA14=7.70
Appuis	2.46	1.69	1.6	2.46	4HA10=3.14

III-4-5- 5- Les armatures de répartition : $A_r = \frac{A_{adpt}}{4}$

Tableau III-10: Ferrailage des armatures de répartition

Elément	$A_l(cm^2)$	$A_r(cm^2)$	$A_{adpt}(cm^2)$
Sur appui	7.70	1.92	4HA8 = 2.01 cm ²
En travée	3.14	0.78	4HA8 = 2.01 cm ²

III-4-5- 6- Espacement entre les armatures :

- Armatures longitudinales :

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min(42; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{En travée} \Rightarrow St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appui} \Rightarrow St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

- Armatures transversales :

$$Sr \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min(42 ; 45 \text{ cm}) = 42 \text{ cm}$$

En travée :

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

Sur appui :

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

III-4-6- Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.1)

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{30.11 \times 10^3}{100 \times 140} = 2.15 \text{ Mpa}$
- Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc:

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right] = \min \left[0.20 \frac{25}{1.5}; 5\text{Mpa} \right] = \min[3; 33; 5] = 3.33\text{Mpa}$$

- Alors: $2.15 < 3.33\text{Mpa(CV)}$

Donc: les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-4-7- Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5 .1)

- $\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{520} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.031 < 0.0625 \dots \dots \dots (CNV)$

- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{100 \times 14} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 6.6 \times 10^{-3} \leq 0.01 \dots \dots \dots (CV)$

- $\frac{ht}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{16}{520} \geq \frac{33.27}{10 \times 39.14} \Rightarrow 0.031 < 0.085 \dots \dots \dots (CNV)$

- Alors deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche:

- La flèche totale **BAEL91(Art.B.6.5.2)**: $\Delta_{ft} = f_v^g - f_v^j + f_i^p - f_i^g < f_{adm}$
- Les flèche f_v^g, f_i^j et f_i^g dues à l'ensemble des charges permanentes .
- La flèche f_i^j due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons.
- La flèche f_i^p due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.
- La flèche admissible **BAEL91(Art.B.6.5.3)**: $f_{adm} = 0.5\text{cm} + L/1000$;pour les éléments supports reposant sur 2 appuis si la portée $L > 5\text{m}$.

III-4-8-calcul de flèche:(BAEL91/Art.B.6.5.3)

➤ Position du centre de gravité de la section homogène:

$$Y_G = \frac{A_i Y_i}{A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{bh + \eta A_s} = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 9.24 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 9.24}$$

$$\Rightarrow Y_G = 2.04\text{cm}$$

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

$$\Rightarrow Y'_G = h - Y_G = 16 - 2.04 = 13.96\text{cm}$$

➤ Moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15A(d - y^2) = \frac{100 \times 16^3}{12} + 15 \times 9.24(14 - 2.04^2) = 35496.94\text{cm}^4$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène:**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - y_G \right]^2 + \eta \times A_S \times (d - Y_G)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \times \left[\left(\frac{16}{2} \right) - 2.04 \right]^2 + 15 \times 9.24 \times (14 - 2.04)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 91322.71 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées:**

$$b_0 = b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9.24}{100 \times 14} = 6.6 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3) \times 6.6 \times 10^{-3}} = 3.18$$

➤ **Déformations de longue durée:**

$$\lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3) \times 5.74 \times 10^{-3}} = 1.27$$

➤ **Calcul du moment fléchissant à l'E.L. S:**

g : c'est l'ensemble de la charge permanent

J : charge permanente sans Revêtement.

p : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{G_p l_p + G_v l_v + G_p' l_p'}{l_p + l_v + l_p'} = \frac{4.94 \times 1.4 + 6.81 \times 5.2 + 4.94 \times 1.4}{5.2} = 9.47$$

$$j = \frac{G_p l_p + G_v l_v + G_p' l_p'}{l_p + l_v + l_p'} = \frac{4 \times 1.4 + 5.87 \times 5.2 + 4 \times 1.4}{5.2} = 8.02$$

$$p = g + Q = 9.47 + 2.5 = 11.97$$

$$M_g = \frac{0.85 \times 9.47 \times 5.20^2}{8} = 27.21 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times 8.02 \times 5.20^2}{8} = 23.04 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times 11.97 \times 5.20^2}{8} = 34.39 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des contraintes de traction:**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) [P. Charon]:

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 \times d} = 100\rho = 100 \times 6.6 \times 10^{-3} = 0.660$$

D'après le tableau N°7 (Annexe BAEL de P. Charon):

$$\rho_1 = 0.660 \Rightarrow \beta_1 = 0.978$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{27.21 \times 10^3}{9.24 \times 0.978 \times 14} = 215.07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{23.04 \times 10^3}{9.24 \times 0.978 \times 14} = 182.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{34.39 \times 10^3}{9.24 \times 0.978 \times 14} = 271.83 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul de coefficient « μ »:**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \cdot \rho_1 \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.660 \times 215.07) + 2.1} = 0.994$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \cdot \rho_1 \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.660 \times 182.11) + 2.1} = 0.992$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \cdot \rho_1 \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.660 \times 271.83) + 2.1} = 0.995$$

➤ **Moment d'inertie fictifs:**

$$I_{fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1.1 \frac{91322.71}{1 + (1.27 \times 0.994)} = 44402.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 1.1 \frac{91322.71}{1 + (3.18 \times 0.994)} = 24142.49 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = 1.1 \frac{91322.71}{1 + (1.27 \times 0.992)} = 44452.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 1.1 \frac{91322.71}{1 + (3.18 \times 0.995)} = 24124.06 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche:**

On a: $E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$

$E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa}$

$$f_v^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = \frac{27.21 \times 10^3 \times 520^2}{10 \times 10818.87 \times 44402.35} = 1.53 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = \frac{27.21 \times 10^3 \times 520^2}{10 \times 32164.2 \times 24142.49} = 0.94 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^j} = \frac{23.04 \times 10^3 \times 520^2}{10 \times 10818.87 \times 44452.25} = 1.3 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^p} = \frac{34.39 \times 10^3 \times 520^2}{10 \times 32164.2 \times 24124.06} = 1.2 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = f_v^g - f_v^j + f_i^p - f_i^g < f_{adm}$$

$$\Delta_{ft} = f_v^g - f_v^j + f_i^p - f_i^g = 1.53 - 1.3 + 1.2 - 0.94$$

$$\Delta_{ft} = 0.49 < f_{adm} = 0.5 + \frac{520}{1000} = 1.02 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

III-4-9-Schéma de ferrailage :

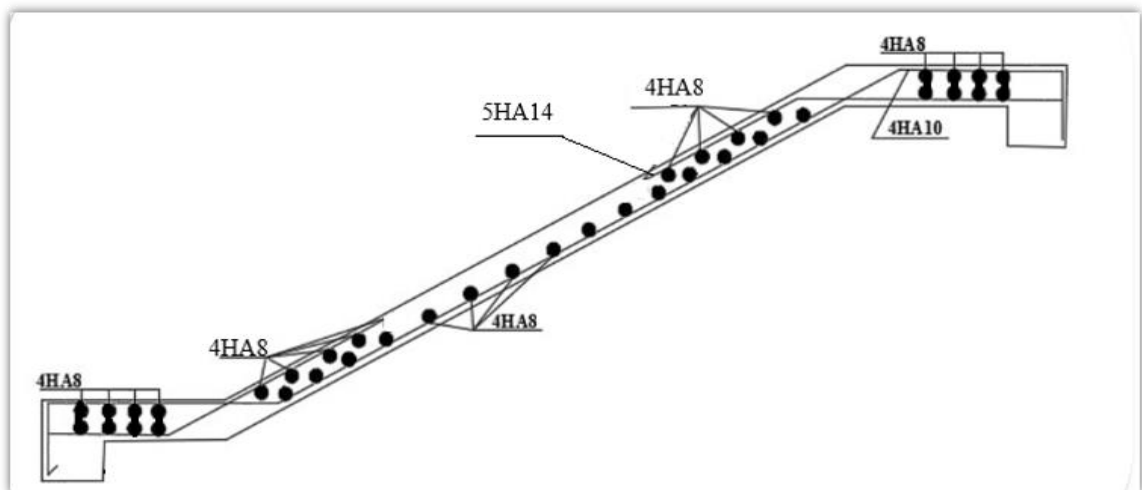


Figure III-11: Schéma de ferrailage d'escalier.

III-5- Poutre palière:**III-5-1-les hypothèses de calcul :**

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, Elle est soumise à :

Son poids propre g

La réaction de l'escalier (P, q)

Poids du mur extérieur g_m

III-5-2- Les charges :

- $g = b \cdot h \cdot \gamma = 0,35 \times 0,40 \times 25 = 3.5 \text{ N/ml}$
- $P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 11.58 \times \frac{5.2}{2} = 30.11 \text{ kN/ml}$
- $q = Q \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{5.2}{2} = 6.5 \text{ N/ml}$
- $g_m = 2.81 \times \left(\frac{3.06}{2} - 0.45 \right) = 3.035$

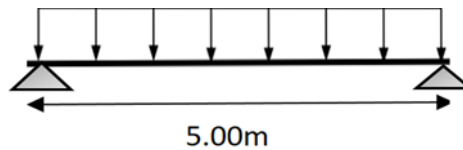
III-5-3- Calcul de la poutre à la flexion :

Figure 7: Schéma statique de la poutre palière

➤ **Combinaisons d'actions:**

Tableau III-11: Combinaison d'action de la poutre palière

ELU	P_u	$1.35(g + P + g_m) + 1.5q$	59.22 (KN.m)
ELS	P_{ser}	$(g + P + g_m) + q$	43.15 (KN.m)

➤ **Les sollicitations:**

Tableau III-12: Les sollicitations de la poutre palière

	$M_0 = \frac{Pl^2}{8} \text{ KN.m}$	$M_a = 0.3M_0$	$M_t = 0.85M_0$	$T_u = \frac{Pl}{2}$
E.L.U	185.06	55.52	157.301	148.05
E.L.S	134.84	40.45	114.614	107.875

III-5-4- Calcul de ferrailage :

➤ ELU:

L'enrobage:

$$\Rightarrow C = 3\text{cm} \Rightarrow d = h - 3 \Rightarrow d = 40 - 3 = 37 \text{ cm.}$$

- $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$
- $\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_c = 0 \Rightarrow$ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $\beta = (1 - 0.4\alpha)$
- $A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

Tableau III-13: L'enrobage

	Mu	μ	α	β	A_{cal}
Travée	157.301	0.23	0.33	0.87	14.04
Appui	55.52	0.081	0.11	0.96	4.49

➤ ELS :

- La fissuration est peu nuisible \Rightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\text{suivante est: } : \alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	α	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	157.301	114.614	1.372	25	0.33	0.436	CV
Appuis	55.52	40.45	1.373	25	0.11	0.437	CV

➤ **Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22:**

$$A'_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A'_{min} \geq 0.23 \times 35 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.56\text{cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4):**

$$A_{\min}'' \geq 0.001 \times b \times h \Rightarrow A_{\min}'' \geq 0.001 \times 35 \times 40 = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(A_{\min}'; A_{\min}'') = A_{\min}' = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.005bh = 7.00 \text{ cm}^2$$

Tableau III-14: Ferrailage de la poutre palière

	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}''(\text{cm}^2)$	$A_{\min}^{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
Travée	14.04	1.56	1.4	7	14.04	3HA16+3HA20
Appuis	4.49	1.56	1.4	7	4.49	3HA16=6.03

➤ **Vérification de l'effort tranchant: BAEL 91 (A.5.1)**

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{148.05 \times 10^3}{350 \times 370} = 1.14 \text{ Mpa}$

- Les fissurations peu nuisibles, donc:

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min \left[0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min[3; 33; 5] = 3.33 \text{ Mpa}$$

- Alors: $1.14 < 3.33 \text{ Mpa (CV)}$

➤ **Les armatures transversales: RPA 99/version2003(7.5.2.2)**

- **Zone nodale:**

$$S_t = \min(h/4; 12\phi_l) = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 35 = 2.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 3\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante:**

$$S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b \Rightarrow A_t = 0,003 \cdot 20 \cdot 35 = 2.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

III-5-5- Calcul de la poutre palière à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier :

$$M_{tor} = M_a (\text{escalier}) = 55.52 \text{ KN.m}$$

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH '(BAEL91) (art.A.5.4):

$$\text{Le moment de torsion maximale : } \tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0}$$

$$M_{tor} = \text{Moment de torsion} = 55.52 \text{ N.m}$$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

Ω : aire de contour à mi-épaisseur

$$\Omega = (40 - 5.83) (35 - 5.83) = 996.74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{148050}{2 \times 996.74 \times 58.3} = 1.27 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\bar{\tau}_{ultim})^2 \text{ section pleine} \Rightarrow 1.14^2 + 1.27^2 \leq 3.33^2 \Rightarrow 2.91 < 11.09 \text{ (CV)}$$

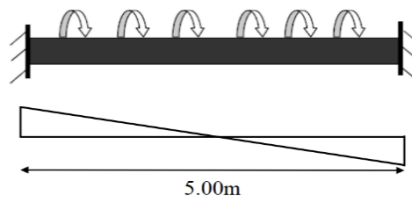


Figure III-13: Schéma de la poutre palière à la torsion.

➤ **Les armatures longitudinales:**

$$A_l = \frac{\mu \cdot M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{126.68 \times 55520}{2 \times 996.74 \times 348} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 2[(35 - 5.83) + (40 - 5.83)] = 126.68 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures transversales:**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{55520 \times 15}{2 \times 996.74 \times 348} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit l'espacement } 15 \text{ cm en prond} \Rightarrow A_t = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

On prond les armatures transversales calcul à la flexion.

➤ **Les armatures totales:**

$$\text{Nappe supérieure: } A_1^{\text{totale}} = A_1^{\text{flexion}} + \frac{A_1^{\text{torsion}}}{2}$$

Tableau III-15 : Ferrailage de de la poutre palière

	$A_1^{\text{flexion}} \text{ cm}^2$	$A_1^{\text{torsion}} \text{ cm}^2$	$A_1^{\text{totale}} \text{ cm}^2$	$A_1^{\text{adopt}} \text{ cm}^2$
En travée	14.04	10.14	19.11	2HA20+3HA25=21.01
Sur appui	4.49	10.14	9.56	2HA20+1HA25=11.19

➤ **Armatures transversales totale:**

$$A_t^{\text{totale}} = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}} = 2.1 + 1.2 = 3.3 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 7\emptyset 8 = 3.52 \text{ cm}^2$$

III-5-6 -Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{500} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 > 0.0625 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{14.02 \times 10^2}{370 \times 350} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.01 \leq 0.01 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{40}{500} \geq \frac{157.301}{10 \times 185.06} \Rightarrow 0.08 > 0.06 \dots \dots \dots (CV)$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III-5-7 - Schéma de ferrailage :

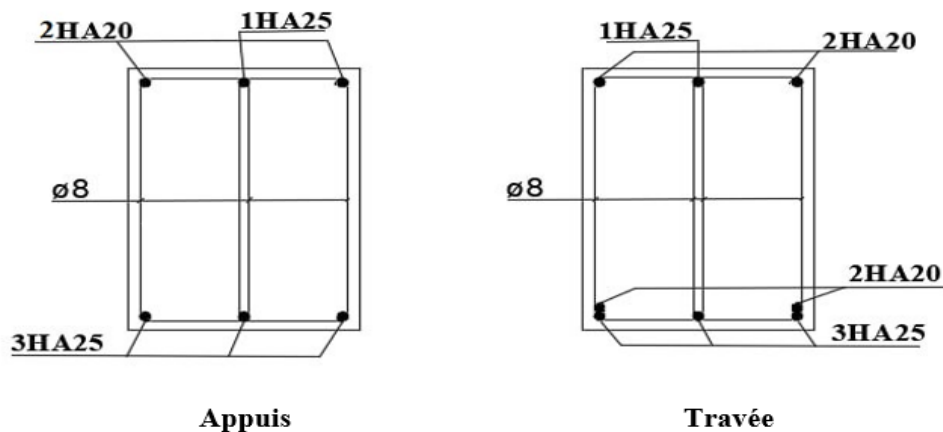


Figure III-14: Schéma de ferrailage de la poutre paliér

Chapitre IV

Etudes des

Planchers

IV-1- Introduction :

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

IV-2- Les méthodes de calcul :

Les nervures sont calculées comme une section en T soumise à la flexion simple, par deux méthodes elles sont utilisées pour la détermination des efforts (M) et (T):

- La méthode forfaitaire.
- La méthode exacte de Caquot.

Tableau IV-1: Les méthodes de calcul

Condition d'application de la méthode forfaitaire	Condition d'application de la méthode de Caquot
La fissuration n'est pas préjudiciable. $ \begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$ *Les moments d'inertie de la section des poutres sont constants. $* 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	$* \begin{cases} Q > 2G \\ Q > 500 \text{Kg/m}^2 \end{cases}$ * Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées. * Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

IV-3- Les types des planchers:

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles dans les planchers d'étages courant et terrasse inaccessible:

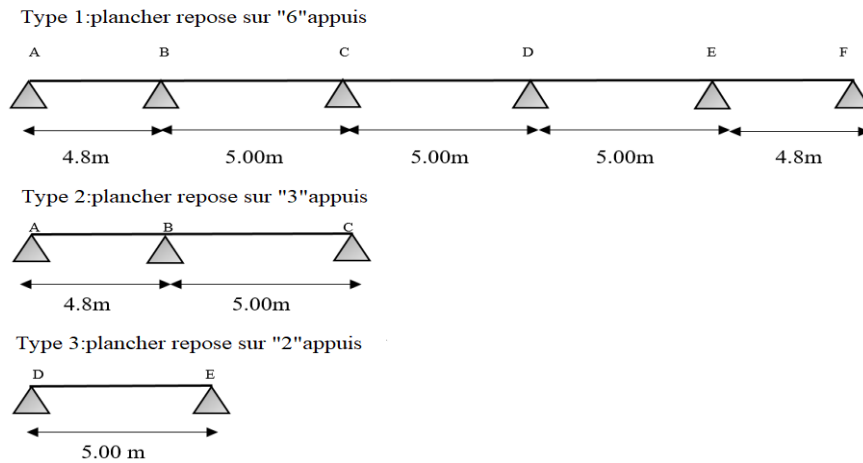


Figure IV-1: a trois types de poutrelles dans les planchers d'étages courant et terrasse inaccessible

IV-4- La charge "P" à L'ELU et L'ELS:

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65$$

Tableau IV-2: Charges plancher terrasse et étage courant

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Plancher Etage courant	5.70	1.5	6.46	4.68
Plancher terrasse	6.71	1	6.86	5.01

IV-5- La méthode de calcul des poutrelles :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée:

- Plancher terrasse:
 - $1 \leq 2 \times 6.71 = 13.42 \text{KN} \dots\dots\dots (\text{CV})$
 - Inertie constant.....(CV)
 - $0.8 \leq \frac{4.8}{5} = 0.96 \leq 1.25$
 - $0.8 \leq \frac{5}{5} = 1 \leq 1.25$
 - $0.8 \leq \frac{5}{5} = 1 \leq 1.25$
 - $0.8 \leq \frac{5}{4.8} = 1.04 \leq 1.25 \dots\dots\dots (\text{CV})$
 - Fissuration non préjudiciable.....(CV)

- Plancher terrasse:
 - $1.5 \leq 2 \times 5.70 = 11.40 \text{KN} \dots\dots\dots(\text{CV})$
 - Inertie constante.....(CV)
 - $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots(\text{CV})$
 - Fissuration non préjudiciable.....(CV)

Toutes les conditions sont vérifiées alors nous choisissons la méthode forfaitaire.

IV-6- Calcul des moments :

- **Sur appui:**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- $0.2M_0$: pour appui de rive.
- $0.6M_0$: pour poutre de deux travées.
- $0.5M_0$: pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées.
- $0.4M_0$: pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

- **En travée:**

- $M_t + \frac{M_w - M_e}{2} \geq \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 \end{cases}$
- $M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots\dots\dots(\text{travée de rive})$
- $M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots\dots\dots(\text{travée intermédiaire})$

Tableau IV-3: Calcul des moments en travée

	Plancher Terrasse	Plancher étage courant
$\alpha=Q/(G+Q)$	0.1297	0.21
$1 + 0.3\alpha$	1.04	1.063
$(1 + 0.3\alpha)/2$	0.52	0.53
$(1.2 + 0.3\alpha)/2$	0.62	0.63

IV-7- Calcul des efforts tranchants :

- $T_g = \frac{pl}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$
- $T_d = -\frac{pl}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$

T_d : l'effort tranchant à droite de la travée.

T_g : l'effort tranchant à gauche de la travée.

IV-8- Détermination des sollicitations :

- Corps creux type 1 poutre repose sur 6 appuis:
 - Plancher Terrasse:

Tableau IV-4: Sollicitations plancher terrasse(6appuis)

	ELU				
Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	4.8	5.00	5.00	5.00	4.8
P(KN)	6.86	6.86	6.86	6.86	6.86
M0	19.76	21.44	21.44	21.44	19.76
Mg(KN.m)	3.95	10.72	8.58	8.58	10.72
Md(KN.m)	10.72	8.58	8.58	10.72	3.95
Mt(KN.m)	13.41	12.86	13.93	12.86	13.41
Tg(KN)	17.87	16.72	17.15	17.58	15.05
Td(KN)	-15.05	-17.58	-17.15	-16.72	-17.87
	ELS				
Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	4.8	5.00	5.00	5.00	4.8
P(KN)	5.01	5.01	5.01	5.01	5.01
M0	14.43	15.66	15.66	15.66	14.43
Mg(KN.m)	2.89	7.83	6.26	6.26	7.83
Md(KN.m)	7.83	5.79	6.26	7.83	2.89

Mt(KN.m)	9.79	9.40	10.18	9.40	9.79
Tg(KN)	13.27	12.44	12.75	13.06	11.21
Td(KN)	-11.21	-13.06	-12.75	-12.44	-13.27

- Plancher étage courant:

Tableau IV-5: Sollicitations étage courant (6appuis)

	ELU				
Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	4.8	5.00	5.00	5.00	4.8
P(KN)	6.46	6.46	6.46	6.46	6.46
M0	18.61	20.19	20.19	20.19	18.61
Mg(KN.m)	3.72	10.09	8.1	8.1	10.09
Md(KN.m)	10.09	8.1	8.1	10.09	3.72
Mt(KN.m)	12.88	12.37	13.36	12.37	12.88
Tg(KN)	16.83	15.75	16.55	16.55	14.18
Td(KN)	-14.18	-16.55	-16.55	-15.75	-16.83
	ELS				
Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	4.8	5.00	5.00	5.00	4.8
P(KN)	4.68	4.68	4.68	4.68	4.68
M0	13.48	14.63	14.63	14.63	13.48
Mg(KN.m)	2.70	7.31	5.85	5.85	7.31
Md(KN.m)	7.31	5.85	5.85	7.31	2.70
Mt(KN.m)	9.32	8.97	9.7	8.97	9.32
Tg(KN)	12.19	11.41	11.70	11.99	10.27
Td(KN)	-10.27	-11.99	-11.70	-11.41	-12.19

- Corps creux type 2 poutre repose sur 3 appuis:
 - Plancher Terrasse:

Tableau IV-6: Sollicitations plancher terrasse(3appuis)

Travée	ELU		ELS	
	AB	BC	AB	BC
L(m)	4.8	5.00	4.8	5.00
P(KN)	6.86	6.86	5.01	5.01
M0	19.76	21.43	14.69	15.66
Mg(KN.m)	3.95	12.86	2.94	9.39
Md(KN.m)	12.86	4.29	9.39	3.13
Mt(KN.m)	12.34	13.93	9.26	10.18
Tg(KN)	18.32	15.44	13.37	11.27
Td(KN)	-14.61	-18.86	-10.68	-13.78

- Plancher étage courant:

Tableau IV-7: Sollicitations plancher étage courant (3appuis)

Travée	ELU		ELS	
	AB	BC	AB	BC
L(m)	4.8	5.00	4.8	5.00
P(KN)	6.46	6.46	4.68	4.68
M0	18.61	20.19	13.48	14.63
Mg(KN.m)	3.72	12.11	2.69	8.78
Md(KN.m)	12.11	4.04	8.78	2.93
Mt(KN.m)	11.87	13.39	8.59	9.70
Tg(KN)	17.25	14.54	12.50	10.53
Td(KN)	-13.76	-17.76	-9.96	-12.87

➤ Corps creux type 3 poutre repose sur 2 appuis:

- Plancher Terrasse:

Tableau IV-8: Sollicitations plancher terrasse (2appuis)

Travée	ELU	ELS
	DE	DE
L(m)	5.00	5.00
P(KN)	6.86	5.01

M0	21.44	15.66
Mg(KN.m)	4.29	3.13
Md(KN.m)	4.29	3.13
Mt(KN.m)	18.22	13.31
Tg(KN)	17.15	12.53
Td(KN)	-17.15	-12.53

- Plancher étage courant:

Tableau IV-9: Sollicitations plancher étage courant (3appuis)

	ELU	ELS
Travée	DE	DE
L(m)	5.00	5.00
P(KN)	6.46	4.68
M0	20.19	14.63
Mg(KN.m)	4.04	2.93
Md(KN.m)	4.04	2.93
Mt(KN.m)	17.42	12.62
Tg(KN)	16.15	11.70
Td(KN)	-16.15	-11.70

➤ Conclusion:

- Plancher terrasse:

Tableau IV-10: Les moments et les effort tranchants plancher terrasse

	Ma max(KN.m)	Mt max(KN.m)	T max(KN)
ELU	12.86	18.22	18.32
ELS	9.39	13.31	12.87

- Plancher étage courant:

Tableau IV-11: Les moments et les effort tranchants etage courant

	Ma max(KN.m)	Mt max(KN.m)	T max(KN)
ELU	12.11	17.42	17.76

ELS	8.78	12.62	12.87
-----	------	-------	-------

IV-9- Diagramme de moment et effort tranchant :

- Corps creux type 1 poutre repose sur 6 appuis :
 - Plancher Terrasse:

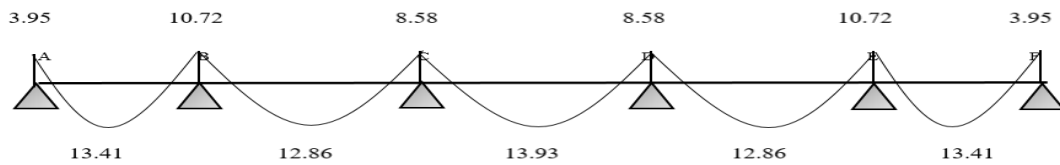


Figure IV-2: Diagramme de moment à ELU

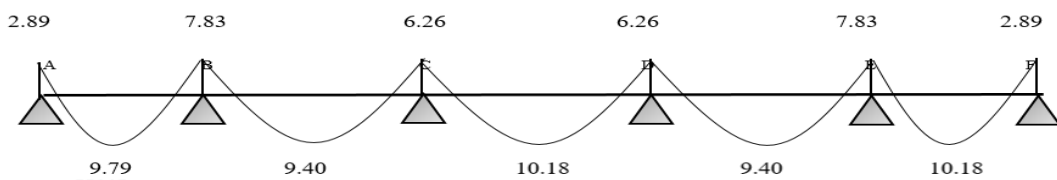


Figure IV-3: Diagramme de moment à ELS

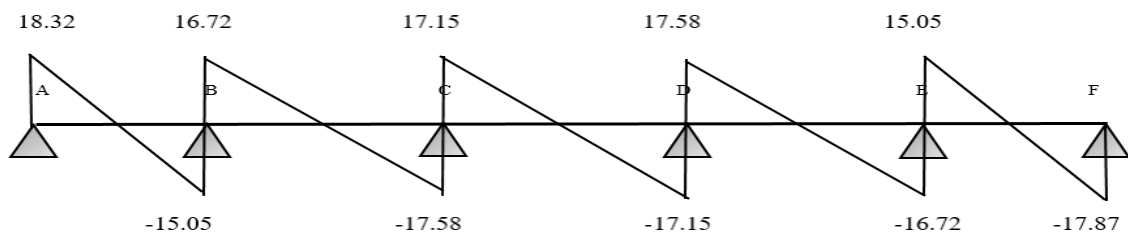


Figure IV-4: Diagramme de l'effort tranchant à ELU

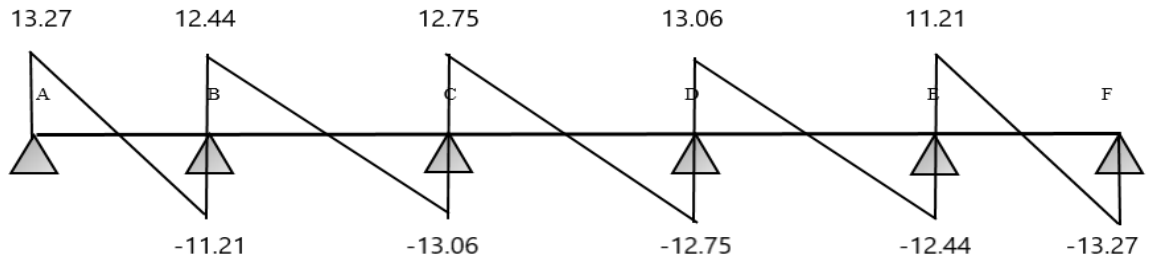


Figure IV-5: Diagramme de l'effort tranchant à ELS

- Plancher étage courant:

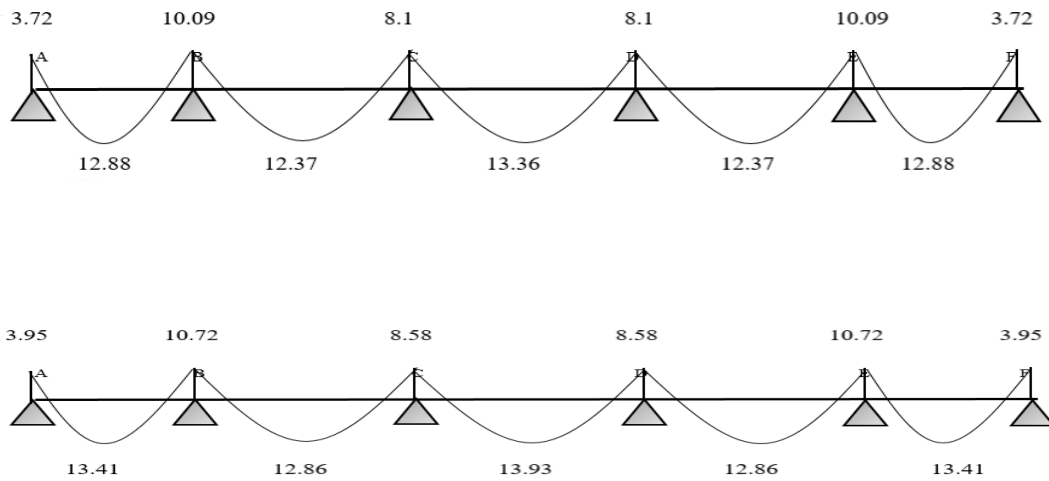


Figure IV-6: Diagramme de moment à ELU

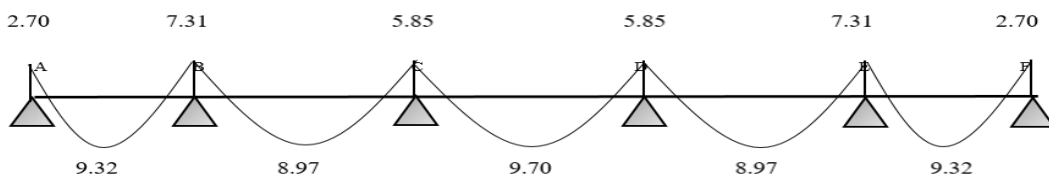


Figure IV-7: Diagramme de moment à ELS

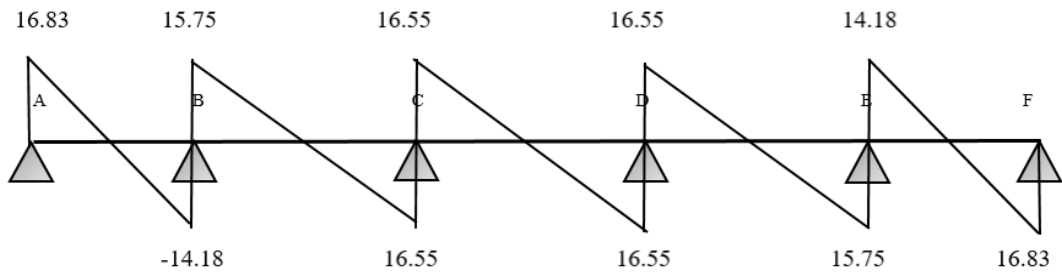


Figure IV-8: Diagramme de l'effort tranchant à ELU

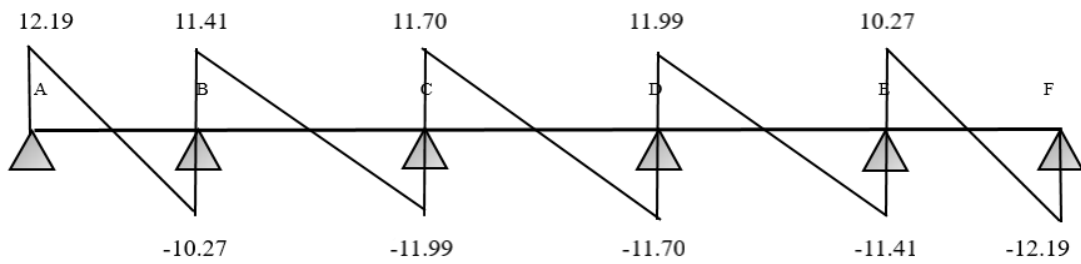


Figure IV-9: Diagramme de l'effort tranchant à ELS

- Corps creux type 2 poutre repose sur 3 appuis:
 - Plancher Terrasse:

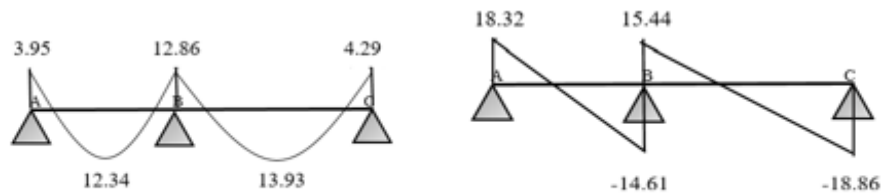


Figure IV-10: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELU

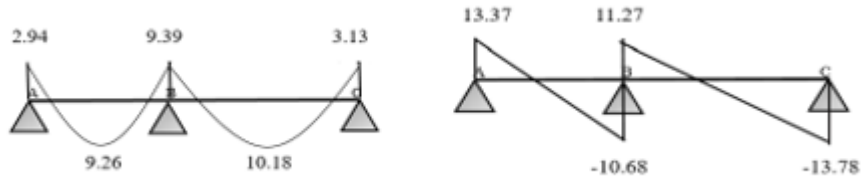


Figure IV-11: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELU

- Plancher étage courant:

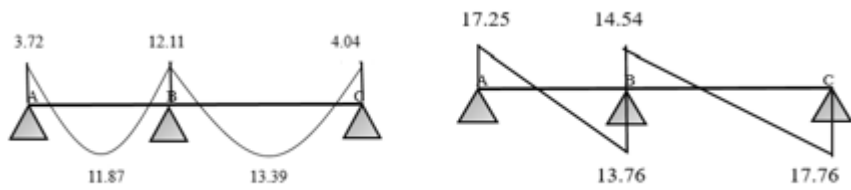


Figure IV-12: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELU

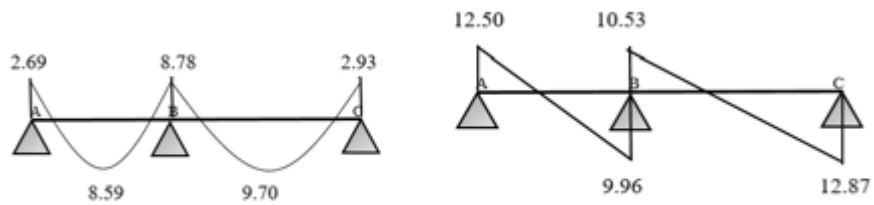


Figure IV-13: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELS

- Corps creux type 3 poutre repose sur 2 appuis:

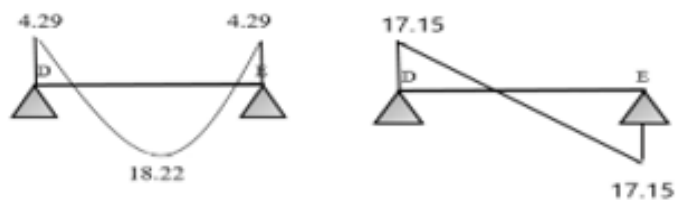


Figure IV-14: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELU

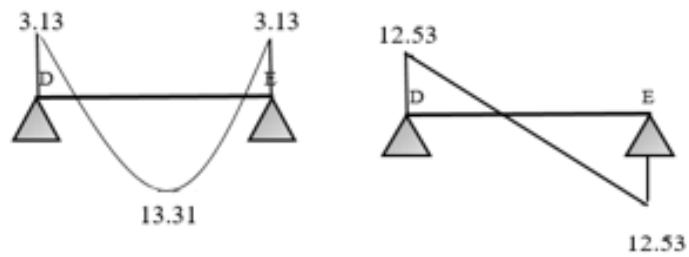


Figure IV-15: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELS

- Plancher étage courant :

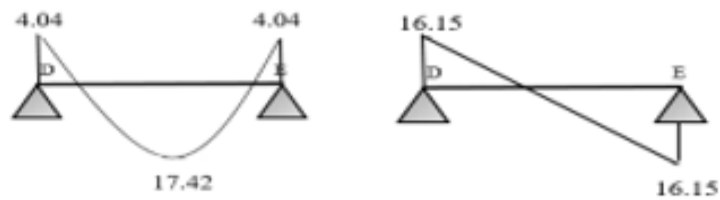


Figure IV-16: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELU

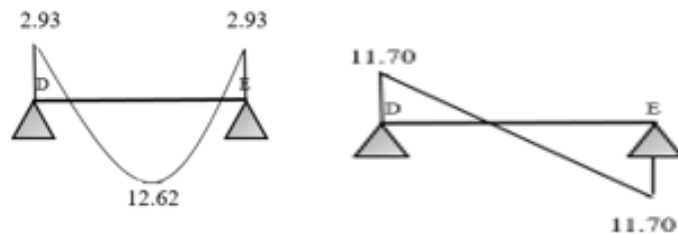


Figure IV-17: Diagramme de moment et l'effort tranchant à ELS

IV-10-Calcul du ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicité pour le plancher terrasse et le plancher étage courant.

IV-10-1-L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_0 = 1\text{cm (fissuration peu préjudiciable BAEL91/A.7.1)}$$

$$\emptyset \geq \frac{h_t}{10} = \frac{24}{10} = 2.4 \text{ cm} \Rightarrow C \geq 1 + \frac{2.4}{2} = 2.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc on adopte } C = 3 \text{ cm}$$

$$d = h_t - C = 24 - 3 = 21 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}; b_1 = 27.5 \text{ cm}; b = 65 \text{ cm}; h_t = 24 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}$$

IV-10-2-Les armatures longitudinales :

IV-10-2-1-Plancher terrasse :

	Ma max(KN.m)	Mt max(KN.m)	T max(KN)
ELU	12.86	18.22	18.32
ELS	9.39	13.31	12.87

- **ELU:**

- a) **En travée :**

- Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 600 \times 40 \left(210 - \frac{40}{2} \right) = 64752000 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow M_0 = 64752 \text{ N.m} = 64.75 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{t \max} = 18.22 \text{ KN.m} < 64.75 \text{ KN.m (CV)}$$

\Rightarrow Donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur

$$b = 65 \text{ cm}$$

- $\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18.22 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 210^2} = 0.045 \Rightarrow \mu = 0.045 < \mu_1 = 0.392$

$\Rightarrow A_c = 0 \Rightarrow$ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.045)})$
 $\Rightarrow \alpha = 0.058 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{pivot A}$
 $\Rightarrow \beta = (1 - 0.4(0.058)) \Rightarrow \beta = 0.977$

- $A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18.22 \times 10^6}{348 \times 0.977 \times 210} = 2.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

M_{max} (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A_{cm^2}
18.22	0.045	0,392	0.058	0.977	3.39

b) 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 $b_0 = 10\text{cm}$

$$\bullet \mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12.86 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 210^2} = 0.205 \Rightarrow \mu = 0.205 < \mu_l = 0,392$$

$\Rightarrow A_c = 0 \Rightarrow$ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\bullet \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.205)})$$

$\Rightarrow \alpha = 0.290 > \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow$ pivot B

$$\Rightarrow \varepsilon_{\text{st}} = \varepsilon_{\text{bc}} \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} = \frac{3.5 \times 10^{-3}(1 - 0.290)}{0.266}$$

$\Rightarrow \varepsilon_{\text{st}} = 9.34 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_{\text{st}} = f_{\text{su}} = 348$

$\beta = (1 - 0.4(0.290)) \Rightarrow \beta = 0.884$

$$\bullet A_{\text{st}} = \frac{M_a}{\sigma_s \beta d} = \frac{12.86 \times 10^6}{348 \times 0.884 \times 210} = 1.99 \text{cm}^2 \Rightarrow 2\text{T}12 = 2.26 \text{cm}^2$$

M_{max} (KN.m)	μ	μ_l	α	β	$A(\text{cm}^2)$
11.89	0.205	0,392	0.290	0.884	2.26

➤ ELS:

D'après le **BAEL91:**

La fissuration est peut nuisible \Rightarrow Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\text{suivante est: } \alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Tableau IV-12: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS plancher terrasse

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28}	α	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	18.22	13.31	1.369	25	0.058	0.4345	CV

Appuis	12.86	9.39	1.370	25	0.290	0.435	CV
--------	-------	------	-------	----	-------	-------	----

IV-10-2-2-Plancher étage courant :

	Ma max(KN.m)	Mt max(KN.m)	T max(KN)
ELU	12.11	17.42	17.76
ELS	8.78	12.62	12.87

➤ **ELU:****a) En travée:**

- Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 600 \times 40 \left(210 - \frac{40}{2} \right) = 64752000 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow M_0 = 64752 \text{ N.m} = 64.75 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{t \max} = 17.42 \text{ KN.m} < 64.75 \text{ KN.m (CV)}$$

\Rightarrow Donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur

$$b = 65 \text{ cm}$$

- $\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17.42 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 210^2} = 0.043 \Rightarrow \mu = 0.043 < \mu_l = 0.392$

$\Rightarrow A_c = 0 \Rightarrow$ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

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

1. $\Rightarrow \alpha = 0.055 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow$ pivot A

2. $\Rightarrow \beta = (1 - 0.4(0.055)) \Rightarrow \beta = 0.978$

- $A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17.42 \times 10^6}{348 \times 0.978 \times 210} = 2.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

$M_{t \max}$ (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A(cm ²)
16.11	0.043	0,392	0.055	0.978	3.39

b) 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 $b_0 = 10 \text{ cm}$

- $\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12.11 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 210^2} = 0.193 < \mu_l = 0.392$

$\Rightarrow A_c = 0 \Rightarrow$ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.193)})$

$\Rightarrow \alpha = 0.271 > \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow$ pivotB $\Rightarrow \sigma_{st} = f_{su} = 348$

$\Rightarrow \beta = (1 - 0.4(0.271)) \Rightarrow \beta = 0.892$

- $A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \beta d} = \frac{12.11 \times 10^6}{348 \times 0.892 \times 210} = 1.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

M_{tmax} (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A(cm ²)
12.11	0.193	0,392	0.271	0.892	2.26

➤ **ELS:**

$$\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau IV-13: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS plancher étage courant

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28}	α	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	17.42	12.62	1.38	25	0.055	0.44	CV
Appuis	12.11	8.78	1.38	25	0.271	0.44	CV

IV-10-3-Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22:

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

- En travée: $A_{min}' \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2$
- En appuis: $A'_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$

IV-10-4-Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4) :

$$A_{min}'' \geq 0.001 \times b \times h$$

- En Travée: $A_{min}'' \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1,56 \text{ cm}^2$
- En appuis: $A_{min}'' \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0,24 \text{ cm}^2$
- En Travée : $A_{min} = \max(A_{min}'; A_{min}'') = A_{min}' = 1.65 \text{ cm}^2$
- En appuis: $A_{min} = \max(A_{min}'; A_{min}'') = A_{min}' = 0.25 \text{ cm}^2$

- Donc: $A = \max (A_u; A_{\min})$

IV-10-5- Ferrailage final:

Tableau IV-14: Ferrailage du plancher

		Au (cm ²)	Amin (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Plancher	Travée	2.55	1.65	3HA12 = 3.39
Terrasse	appuis	1.99	0.25	2HA12 = 2.26
Plancher	Travée	2.44	1.65	3HA12 = 3.39
Étage	appuis	1.86	0.25	2HA12 = 2.26

IV-10-6- Vérification de L'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1):

$$V_u = 18.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} = \frac{18.32 \times 10^3}{100 \times 210} = 0.87 \text{ Mpa}$$

$V_u \max$: La valeur de calcul de l'effort tranchant vis – à – vis de E . L . U

b_0 : Désigne de largeur de l'âme

d : La hauteur utile de la nervure

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc:

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] \text{ (BAEL (A. 5. 1, 211))}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min [3; 33; 5 \text{ Mpa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \text{Alors: } 0.87 < 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

\Rightarrow Donc: les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV-10-7- Diamètres minimales Φ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left(\frac{240}{35}; 12; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(6.86; 12; 10)$$

$$\Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

Φ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

\Rightarrow En adopte des cadres d'où: $A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

IV-10-8- Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)

- $St 1 \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 19.8\text{cm}$
- $St 2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49\text{cm}$
- $St 3 \leq \frac{0.9(A_t \cdot f_e)}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3K \cdot f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{10 \times 1.15 \cdot (0.83 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 52.42\text{cm}$
 $\Rightarrow K = 1$ (en flexion simple)
- $St \leq \min (St1, St2, St3) \Rightarrow St \leq 19.80 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend: $St = 15\text{cm}$

IV-10-9- La dalle mince (Table de compression): BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- 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 $\Rightarrow f_e = 500 \text{ MPa}$

➤ **Les armatures perpendiculaires aux nervures :**

$$\Rightarrow \text{Si } 50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On prend : } 4\emptyset 5 = 0.79 \text{ cm}^2$$

f : Limite élastique des aciers utilisés (500MPa)

l : portée entre-axes des nervures exprimée en centimètres (60cm).

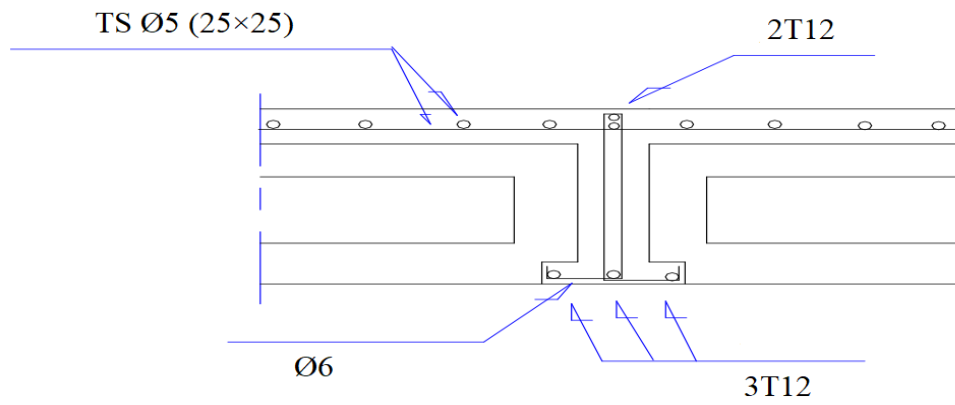
$$\Rightarrow \text{Espacement} \Rightarrow S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

➤ **Les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.40 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend : } 4\emptyset 5 = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Espacement} \Rightarrow S_t = \frac{100}{4} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

➤ Donc on choisit un treillis soudé TS $\emptyset 5$ (25×25) cm^2

IV-11- Schéma de ferrailage :**Figure IV-18:** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Chapitre V :

Etude dynamique et sismique

V-1-Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V-2-Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1) :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse modale spectrale
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

V-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.

➤ Conditions d'application:

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II_a et à 30m en zones II_b et III.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Tableau V-1: Zonage par Hauteur et Usage

Zone	groupe d'usage
I	Tous les groupes
IIa	3 2: si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. 1B: si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. 1A: si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
IIb III	3 et 2: si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. 1B: si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. 1A: si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V-2-2- La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V-2-3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Remarque : Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

V-3-Classification de l'ouvrage selon le RPA99/v2003 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de canstantine, donc en zone IIa.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le groupe 2.
- D'après le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, le sol est classé en catégorie S2.

V-4-La méthode à utiliser :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « **Robot Millennium** » qui contient différentes méthodes de calcul sismique.

Pour notre cas, on a choisi « Analyse modale spectrale » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V-5-Présentation du logiciel :**➤ Description du logiciel ROBOT VERSION 2014 :**

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape générée par Robot est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

➤ Modélisation:

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois **3 ddl** (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

V-6-Présentation du logiciel :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q ($\beta = 0,2$)

V-7-Présentation du logiciel :**➤ Spectre de réponse de calcul:**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **ART 4.3.3 du RPA 99 / version 2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

S_a/g : Accélération spectrale

A: coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Le tableau 4.2 du RPA99,**

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense :

$$\text{Donc : } \xi = 7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.764 > 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure donnée par **le tableau 4.3 du RPA99**, en fonction de système de contreventement.

-Structure mixte $R = 5$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

Q : facteur de qualité.

-Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure

R : coefficient de comportement global de la structure, il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique. Il dépend du type de la structure et de cas contreventement.

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \text{ (Tableau 4.1 RPA 99 / version 2003).} \\ Q = 1,3. \text{ (Portiques (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003).)} \\ R = 5. \text{ (Tableau 4.7 RPA 99 / version 2003).} \end{array} \right.$$

V-8- Analyse de la structure :

On a pris 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.

➤ 1^{er} disposition:

La structure initiale est présentée dans la figure suivante :

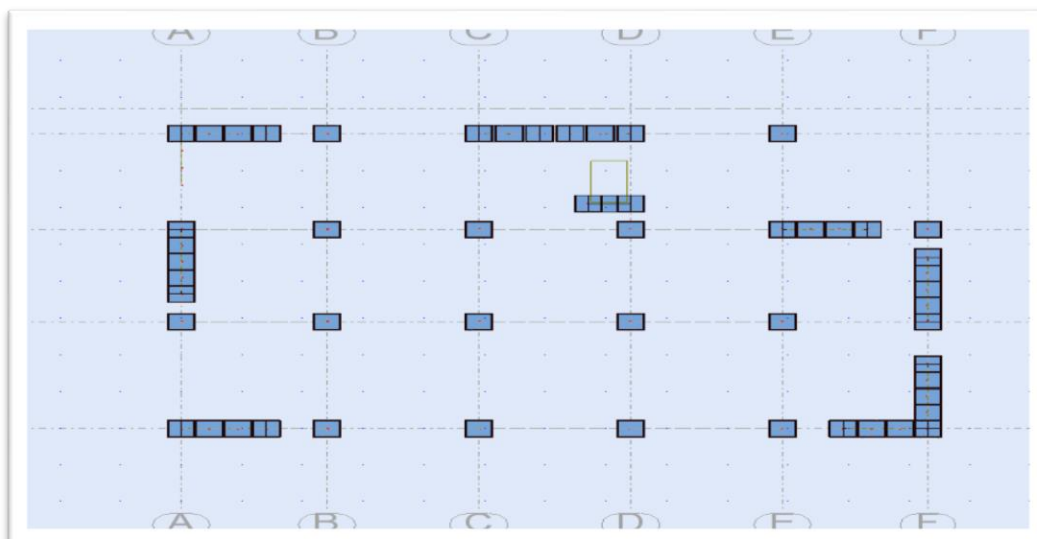


Figure V-1: 1^{er} disposition

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V-2: Tableau des Modes et Masses Effectives

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	2,06	0,49	0,00	77,42	0,0	0,00	77,42
3/ 2	2,54	0,39	63,96	77,46	0,0	63,95	0,03
3/ 3	3,22	0,31	79,76	77,60	0,0	15,80	0,14
3/ 4	6,52	0,15	79,78	90,70	0,0	0,02	13,10
3/ 5	7,90	0,13	89,69	90,86	0,0	9,92	0,16
3/ 6	9,84	0,10	91,75	90,88	0,0	2,06	0,01
3/ 7	11,81	0,08	91,82	94,75	0,0	0,07	3,87
3/ 8	13,92	0,07	94,39	94,85	0,0	2,57	0,10

➤ **Remarque :**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale **Ty(dyn)=0.49 s**
- La période fondamentale **Tx(dyn)=0.39s**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T = 0,05 \times (33.66)^{3/4} = 0.699$. Estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 24.6\text{m}, L_y = 18.55\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.61\text{s} \\ T_y = 0.7\text{s} \end{cases}$$

On a : $1,3 \times T_x(\text{emp}) = 1,3 \times 0,61 = 0.793\text{s} > T_{dy} = 0.39\text{s}$ (C.V).

$$1,3 \times T_y(\text{emp}) = 1,3 \times 0,7 = 0.91\text{s} > T_{dy} = 0.49\text{s}$$
 (C.V).

➤ **Interprétation des résultats:**

- La période fondamentale
- Le 1^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Y-Y avec participation de masse modale de (UY=77.42%)
- Le 2^{ème} mode de translation à X-X (UX=63.95%)
- Le 3^{ème} mode est mode torsion pure
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode
- La contrainte il dépasse la containte admissible $\sigma = 16.25 > \sigma_{adm} = 14.2$, alors en change les demension et la positions des voiles dans la 2^{ème} disposition.

➤ **2^{ème} disposition:**

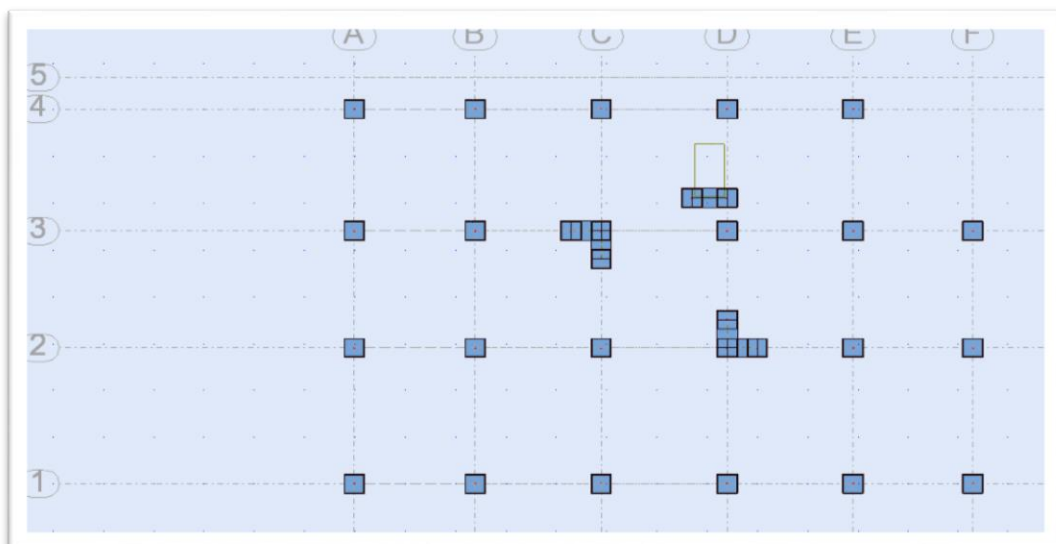


Figure V-2: 2^{ème} disposition

Après calcul les résultats obtenus sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau V-3: Fréquences et Participation des Masses Modales

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	2,30	0,44	1,92	76,54	0,0	1,92	76,54
3/ 2	2,49	0,40	80,10	78,54	0,0	78,18	2,00
3/ 3	2,85	0,35	80,92	78,54	0,0	0,82	0,00
3/ 4	7,19	0,14	81,31	92,28	0,0	0,38	13,74
3/ 5	7,58	0,13	92,72	92,64	0,0	11,41	0,36
3/ 6	8,49	0,12	92,89	92,64	0,0	0,17	0,00
3/ 7	12,99	0,08	93,08	95,99	0,0	0,19	3,34
3/ 8	13,22	0,08	96,06	96,20	0,0	2,98	0,21

➤ **Interprétation des résultats :**

Les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants :

- Le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 76,54 % de participation de masse modale.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe X avec 78,18% de participation de masse modale.
- Le 3^{ème} mode est mode torsion pure.
- On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion)
- Il faut 05 mode pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions Xet Y (U_X et $U_Y \geq 90\%$) RPA 99/Version2003 (Art4-3-4-a)
- La période Tdyn calculée $T=0.44$ sec inférieure de la période fondamentale 0.61sec... condition vérifiée RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4).

V-9-Les modes propres :

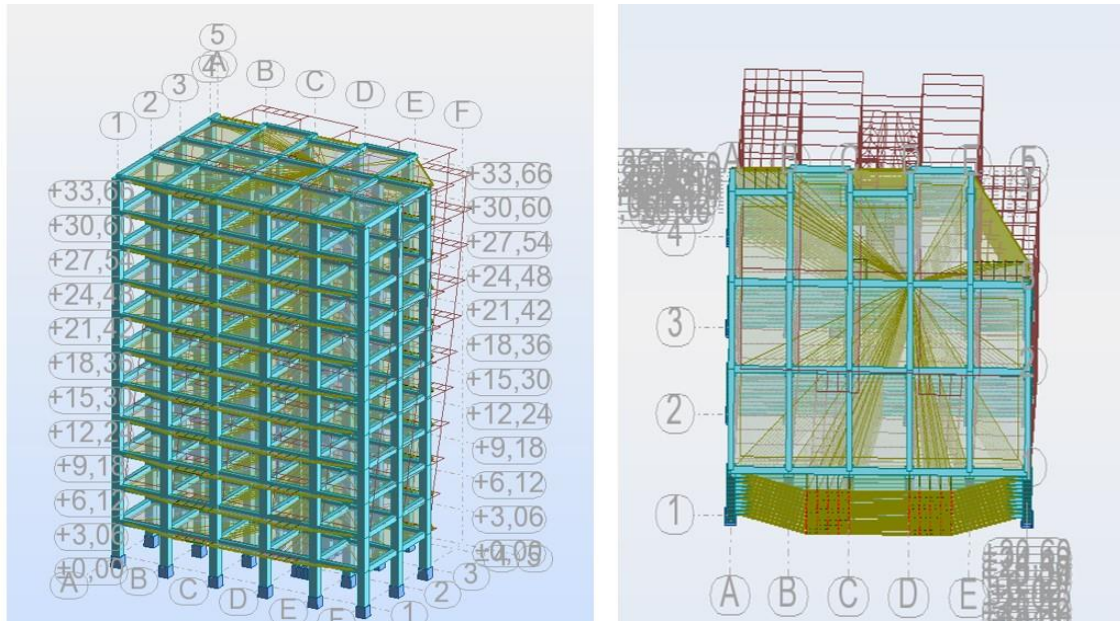


Figure V-3: Premier mode de vibration. Vue 3d et vue en plan (translation selon l'axe Y)

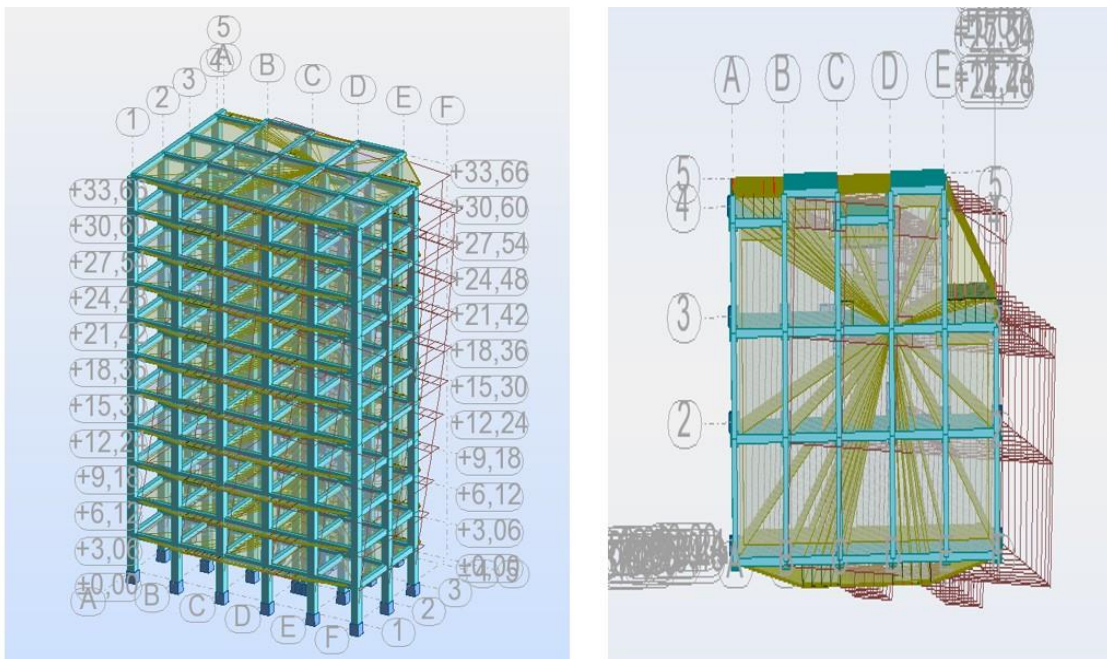


Figure V-4: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (translation selon l'axe X)

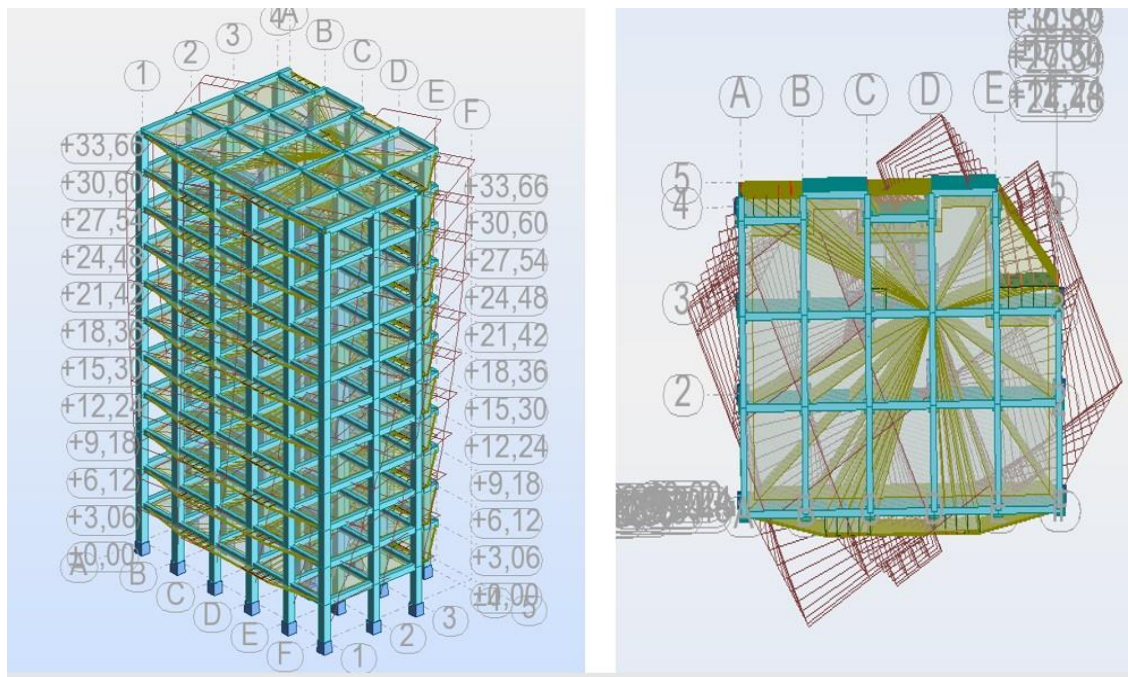


Figure V-5: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(torsion)

V-10- Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

- **L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques en calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- **Vérification du système de contreventement : Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a):**

FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
-59225,93	-55750,20	-3475,73
-53348,49	-50706,14	-2642,35
-47924,41	-45591,21	-2333,20
-42500,33	-40477,09	-2023,24
-37076,26	-35363,03	-1713,23
-31652,18	-30248,96	-1403,22
-26228,10	-25134,90	-1093,20
-20804,02	-20020,83	-783,19
-15379,94	-14906,69	-473,26
-9955,87	-9791,12	-164,74
-4517,04	-4711,79	194,75

Le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, dans ce système de contreventement :

Tableau V-4: Forces de Contreventement sur Voiles et Poteaux

FZ [KN]	FZ sur les voiles[KN]	FX [KN]	FX sur les poteau[KN]	FY [KN]	FY sur les poteau[KN]
15910,63	344095,53	41796,29	41180,76	41796,29	41180,76

$$F_{zVoile}/F_{zTotal} = \frac{344095,53}{15910,63} = 5\% \leq 20\% \text{ (C.V)} \Rightarrow H < 10 \text{ niveaux ou } 33 \text{ m} \Rightarrow R = 5$$

➤ Alors pour une structure mixte portiques voiles avec interaction le coefficient de comportement $R=5$.

• **Vérification de la période:**

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau.

C_t : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou:} \begin{cases} h_n = 33.66\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases} \quad \text{Donc : } T = 0,050 \cdot (33.66)^{3/4} = 0.699 \text{ sec.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 24.6\text{m}, L_y = 18.55\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.61\text{s} \\ T_y = 0.7\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(0.699\text{s}; 0.61\text{s}) = 0.61\text{s}$$

$$T_y = \min(0.699\text{s}; 0.7\text{s}) = 0.699\text{s}$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeur:

$T_{\text{logiciel}}(\text{sec})$	$T_{\text{empirique}}(\text{sec})$	$1.3 \times T_{\text{empirique}}(\text{sec})$
0,44	0.61	0.79
0.4	0.699	0.908

Tableau V-5: La période de calcul de V_MSE

si	La période choisie
$T_{\text{Analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{Analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{Analytique}}$
$T_{\text{Analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

$$\Rightarrow T_{\text{Analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = T_{\text{empirique}} \Rightarrow \text{on prend: } \begin{cases} T_x = 0.61 \\ T_y = 0.699 \end{cases}$$

- **R : coefficient de comportement de la structure: Tab 4.3 (RPA99)**

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction R=5.

- **Q : Le facteur de qualité**

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Critère de qualité "q"	Pq
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2- Redondance en plan	0,05
3 - Régularité en plan	0,05
4 - Régularité en élévation	0
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6 - Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1
Valeur de Q	1.3

- **W: poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 R.P. A2003})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Nom	Masse [kg]
Etage 1	551066,84
Etage 2	553102,03
Etage 3	553102,03
Etage 4	553102,03
Etage 5	553102,03
Etage 6	553102,03
Etage 7	553102,03
Etage 8	553102,03
Etage 9	553102,03
Etage 10	555249,15
Etage 11	526460,60

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \Rightarrow W_i = 59225,936 \text{ KN}$$

Un bâtiment d'habitation : $\beta = 0.20$

- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car : } 0.5 \leq T \leq 3.0s$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.672 \\ D_y = 1.527 \end{cases}$$

- **A**: coefficient d'accélération de zone

$$\begin{cases} \text{groupe d'usage: 2} \\ \text{zone : II}_a \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

➤ **Résumé des résultats:**

sens	A	D	R	Q	W(KN)	Vst (KN)	Vdny(KN)
X-X	0.15	1,672	5	1,15	59225,936	3417,09	42129.03
Y-Y	0.15	1,527	5	1,15	59225,936	3120,50	41796.3

• **Vérification de l'effort tranchant à la base:**

Vdny(KN)	80%Vst(KN)	vérification	
42129.03	2733.67	CV	Pas de majoration
41796.3	249640	CV	Pas de majoration

• **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:**

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5. RPA99_V2003): $V = F_t + \sum F_i$

$$\text{Soit :} \begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V \text{ si } T > 0,7 S \\ F_t = 0 \text{ si } T < 0,7 S \end{cases}$$

$$\text{Sens X-X: } T_x = 0.61 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.61 \text{ sec} \leq 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$$

$$\text{Sens Y-Y: } T_x = 0.699 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.699 \text{ sec} \leq 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$$

Niveau	hi (m)	Sens X-X		Sens y-y	
		Vx	Fix(KN)	Vy	Fiy(KN)
RDC	4,56	5680,81	112.7	5561,65	105.72
1	7,62	5568,11	218.46	5455,93	204.21
2	10,68	5349,65	303.58	5251,72	282.5
3	13,74	5046,07	378.71	4969,22	352.94
5	16,8	4667,36	454.3	4616,28	427.22
5	19,86	4213,06	529.99	4189,06	504.2
6	22,92	3683,07	602.59	3684,86	579.74
7	25,98	3080,48	676.98	3105,12	660
8	29,04	2403,5	760.45	2445,12	755.2
9	32,1	1643,05	849.18	1689,92	862.5
10	35,16	793,87	793,87	827,42	827,42

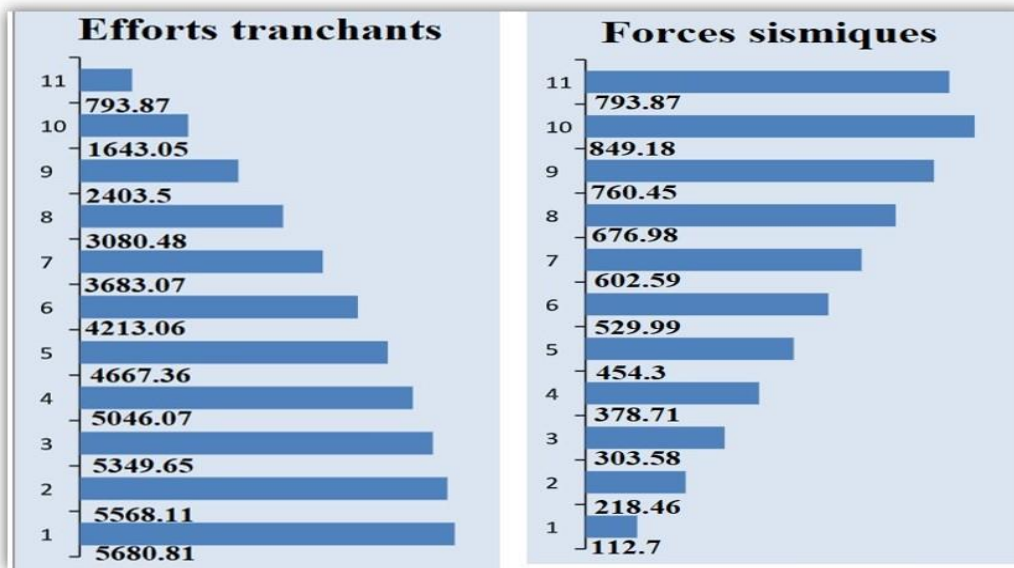


Figure V-6: Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens X

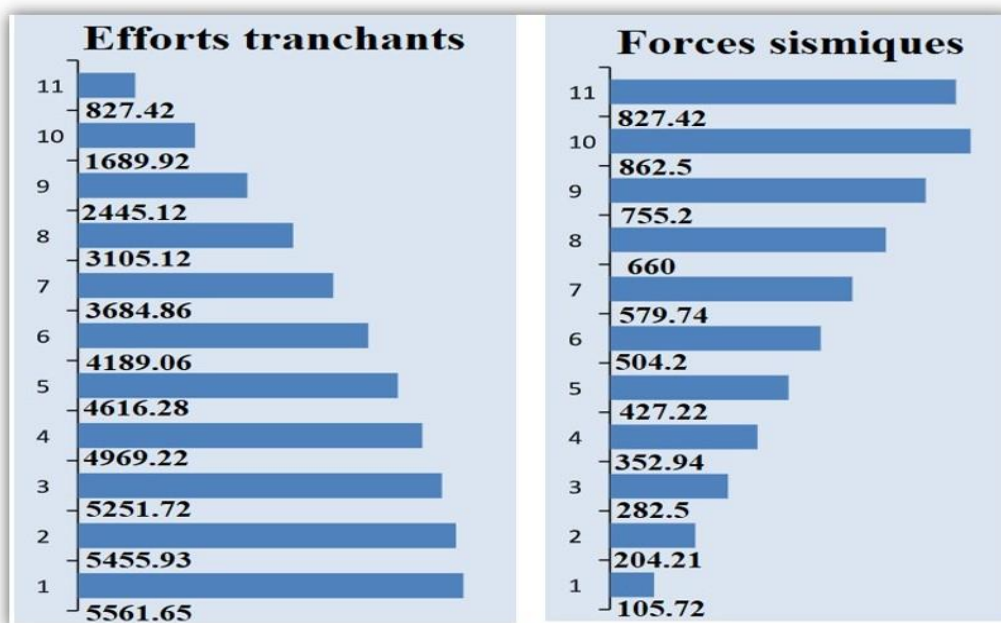


Figure V-7: Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens Y

- **Vérifications de déplacements: article 4.43 page 46**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 5.10)}$

$\Delta_k < 1\% \times h_e \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée comme tout l'étage.

Tableau V-6: Déplacements absolus pour les deux directions principales

Etage	$\Delta k = dr$ Ux(cm)	Δadm	$\Delta k = dr Uy(cm)$	Δadm	Observation
RDC	0.2	3.06	0.2	3.06	Oui
1	0.2	3.06	0.3	3.06	Oui
2	0.3	3.06	0.3	3.06	Oui
3	0.2	3.06	0.3	3.06	Oui
4	0.2	3.06	0.3	3.06	Oui
5	0.2	3.06	0.3	3.06	Oui
6	0.2	3.06	0.3	3.06	Oui
7	0.2	3.06	0.2	3.06	Oui
8	0.2	3.06	0.2	3.06	Oui
9	0.1	3.06	0.2	3.06	Oui
10	0.1	3.06	0.2	3.06	Oui

- **Justification de l'effet P- Δ :**

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40 : $\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$

- P_K : poids total de la structure et des charges des exploitations associées au-dessus du niveau "K », Avec : $P_K = (\sum W_{Gi} + \beta W_{Qi})$

- V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

- Δ_K : déplacement relatif du niveau "K".

- h_K : hauteur de l'étage "K".

* Si $0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1 - \theta_K}$$

➤ **Sens Longitudinal : X**

Etage	PK(KN)	$\Delta K(cm)$	$V_{KX}(KN)$	$h_K(cm)$	θ	$\theta \leq 0.1$
RDC	54059,657	0,2	5680,81	3.06	0,006	oui
1	54259,30914	0,2	5568,11	3.06	0,006	oui
2	54259,30914	0,3	5349,65	3.06	0,010	oui
3	54259,30914	0,2	5046,07	3.06	0,007	oui
4	54259,30914	0,2	4667,36	3.06	0,008	oui
5	54259,30914	0,2	4213,06	3.06	0,008	oui
6	54259,30914	0,2	3683,07	3.06	0,010	oui
7	54259,30914	0,2	3080,48	3.06	0,012	oui
8	54259,30914	0,2	2403,5	3.06	0,015	oui
9	54469,94162	0,1	1643,05	3.06	0,011	oui
10	51645,78486	0,1	793,87	3.06	0,021	oui

➤ **Sens Transversal : Y**

Etage	PK(KN)	$\Delta K(cm)$	$V_{KY}(KN)$	$h_K(cm)$	θ	$\theta \leq 0.1$
RDC	54059,657	0,2	5561,65	3.06	0,006	oui
1	54259,30914	0,3	5455,93	3.06	0,010	oui
2	54259,30914	0,3	5251,72	3.06	0,010	oui
3	54259,30914	0,3	4969,22	3.06	0,011	oui
4	54259,30914	0,3	4616,28	3.06	0,012	oui
5	54259,30914	0,3	4189,06	3.06	0,013	oui

6	4259,30914	0,3	3684,86	3.06	0,014	oui
7	54259,30914	0,2	3105,12	3.06	0,011	oui
8	54259,30914	0,2	2445,12	3.06	0,015	oui
9	54469,94162	0,2	1689,92	3.06	0,021	oui
10	51645,78486	0,2	827,42	3.06	0,041	oui

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 Donc:

L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

• **Vérification au renversement: RPA99/V2003(art.4.41)**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal (X) est transversal (Y)) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1$$

Mr : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

MS : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales

$$M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2}; L_x = 24.6m; L_y = 18.55m$$

W : Le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur(X) ou Longueur(Y))

Etage	Anc (m)	hi (m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
			Fi.x(KN)	Fix × hi	Fi.y(KN)	Fiy × hi
RDC	15	4,56	112.7	513.912	105.72	482.0832
1		7,62	218.46	1664.6652	204.21	1556.0802
2		10,68	303.58	3242.2344	282.5	3017.1
3		13,74	378.71	5203.4754	352.94	4849.3956
4		16,8	454.3	7632.24	427.22	7177.296
5		19,86	529.99	10525.6014	504.2	10013.412
6		22,92	602.59	13811.3628	579.74	13287.6408
7		25,98	676.98	17587.9404	660	17146.8

8		29,04	760.45	22083.468	755.2	21931.008
9		32,1	849.18	27258.678	862.5	27686.25
10		35,16	793,87	27912.4692	827,42	29092.0872
			$\sum Fi \times hi$	137436.0468	$\sum Fi \times hi$	163925.403

➤ **Verifications:**

Sens X-X :

$$M_S = W \times \frac{L_X}{2} = 59225,93 \times \frac{24,6}{2} = 728478.939$$

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{728478.939}{137436.0468} = 5.3 \geq 1.5$$

Sens-Y-Y :

$$M_S = W \times \frac{L_Y}{2} = 59225,93 \times \frac{18,55}{2} = 549320.5008$$

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{549320.5008}{163925.403} = 3.35 \geq 1.5$$

Alors la stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

• **Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités:**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

➤ **Centre de gravité des rigidités :**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec:

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

- Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité:

Tableau V-7: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité

Etages	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentricité	
	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	11.73	8.25	11.84	8.40	0,10	0,10
1	11.74	8.27	11.84	8.40	0,09	0,09
2	11.74	8.27	11.84	8.40	0,09	0,09
3	11.74	8.27	11.84	8.40	0,09	0,09
4	11.74	8.27	11.84	8.40	0,09	0,09
5	11.74	8.27	11.84	8.40	0,09	0,09
6	11.74	8.27	11.84	8.40	0,09	0,09
7	11.74	8.27	11.84	8.40	0,09	0,09
8	11.74	8.27	11.84	8.40	0,09	0,09
9	11.75	8.28	11.84	8.40	0,08	0,08
10	11.71	8.00	11.84	7.87	0,13	0,13

V-11-Conclusion :

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants à travers les résultats obtenus et les vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

Les dimensions finales des éléments principales :**Tableau V-8:** Tableau de Les dimensions finales des éléments principales

Élément	Épaisseur(cm)	Section(cm ²)
Poteau		75×75
Poutre principale		45×50
Poutre secondaire		40×45
Voile	20	

Chapitre VI :

Etude au vent

VI-1- Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposée horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

VI-2- Application des R N V 99 :

La vérification de la stabilité d'ensemble :

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

➤ **Détermination du coefficient dynamique Cd :**

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à

L'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de Cd :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51):

En fonction de h et b. exemple :

Sens V1 du vent: h = 34.26 et b = 18.55m ; Après l'interpolation : **Cd =0,96.**

Sens V2 du vent: h = 34.26 et b = 24.60 m ; Après l'interpolation : **Cd =0,945.**

Cd dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

➤ **Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article.3.1.1 des RNV99.

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur sont supérieures à

10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec. n . étant le nombre de niveaux de la construction.

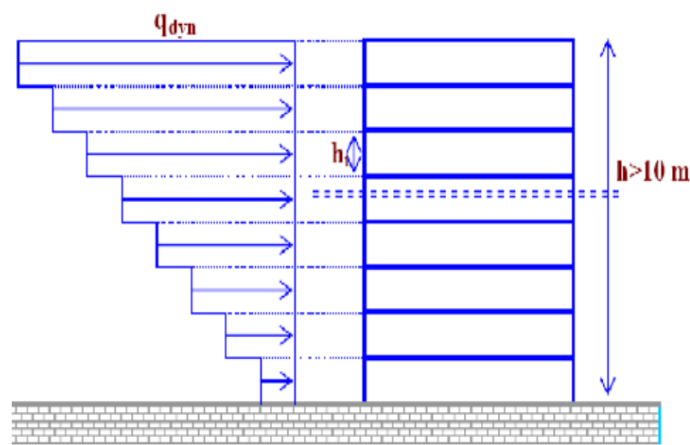


Figure VI-1: Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par

La formule (2.12 des RNV99).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone I $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[\frac{7K_T}{C_T(Z) \times C_r(Z)} \right]$$

CT : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 des RNV99).

Site plat → **CT (Z_{eq}) = 1.**

Cr : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; Sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200m \Rightarrow C_r(Z) = K_T \times L_n\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

K_T : Facteur de terrain.

Z₀ : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

$$K_T = 0,24.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m.}$$

$$Z_{min} = 16 \text{ m.}$$

Le tableau suivant résume les coefficients cités suivant:

Tableau VI-1: Valeurs de C_r , C_e et la pression dynamique selon la hauteur Z

Z (m)	K_T	Z_0	Z_{min}	C_T	C_r	$C_e(z)$	q_{ref}	$Q_{dyn}(N/m^2)$
3.06	0.24	1	16	1	0.27	0.45	375	168.75
6.12	0.24	1	16	1	0.43	0.72	375	270
9.18	0.24	1	16	1	0.53	0.89	375	333.75
12.24	0.24	1	16	1	0.60	1.01	375	378.75
15.3	0.24	1	16	1	0.65	1.09	375	408.75
18.36	0.24	1	16	1	0.70	1.18	375	442.5
21.42	0.24	1	16	1	0.74	1.24	375	465
24.48	0.24	1	16	1	0.77	1.29	375	483.75
27.54	0.24	1	16	1	0.80	1.34	375	502.5
30.6	0.24	1	16	1	0.82	1.68	375	630
33.66	0.24	1	16	1	0.84	1.68	375	630

➤ **Détermination des coefficients de pression extérieur C_{pe} :**

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si } \Rightarrow S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe, 10} - C_{pe, 1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } \Rightarrow 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \text{ si } \Rightarrow S \geq 10 \text{ m}^2$$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

• **Parois verticales:**

Sens -x :

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on réfère au paragraphe 1.1.2 chapitre 5 RNV 99

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V_1 , $b = 18.55 \text{ m}$

d : la dimension parallèle à la direction du vent V_1 , $d = 24.60 \text{ m}$

$e = \min(b; 2h) = \min(18.55; 68.52) = 18.55 \text{ m}$

$d > e$ la paroi est divisible en 3 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :

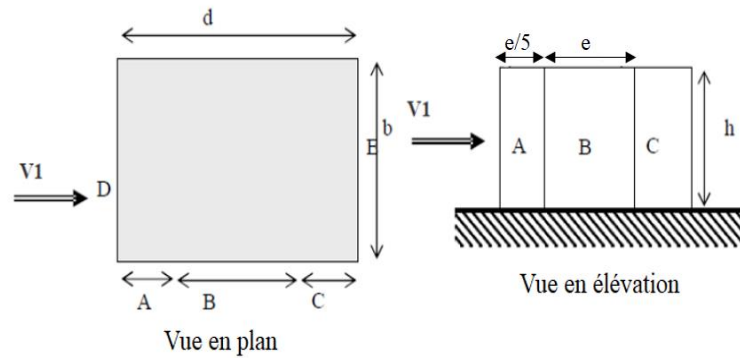


Figure VI-2: Cpe de parois verticales sens.x

La surface de la paroi considérée $S = 24.60 \times 18.55 = 456.33 \text{ m}^2 \Rightarrow$ Alors $C_{pe} = C_{pe.10}$

D'après le tableau 5.1 RNV 99 on a :

	A	B	C	D	E
$C_{cpe,10}$	-1.0	-0.8	-0.50	+0.8	-0.30

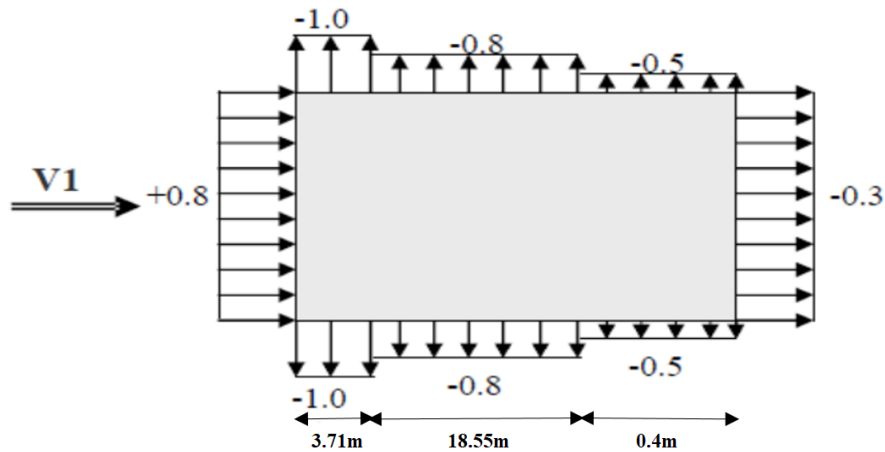


Figure VI-3: Dimension de parois verticales sens x

Sens -y :

$b = 24.60 \text{ m}, d = 18.55 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (24.60; 68.52) = 24.60\text{m}$

$d < e$ la paroi est divisible en 2 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :

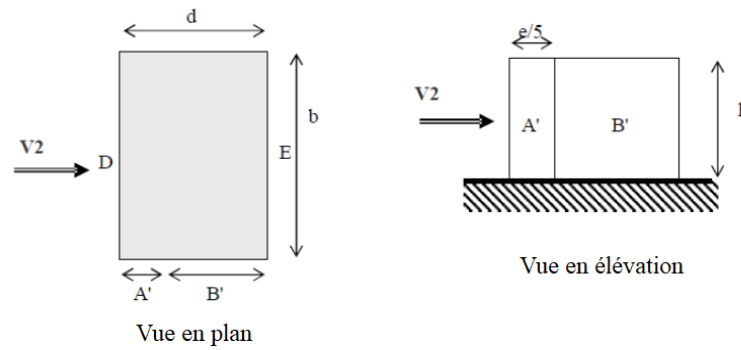


Figure VI-4: Cpe de parois verticales sens y

D'après le tableau 5.1 RNV 99 on a :

	A	B	D	E
$C_{pe,10}$	-1.0	-0.8	+0.8	-0.30

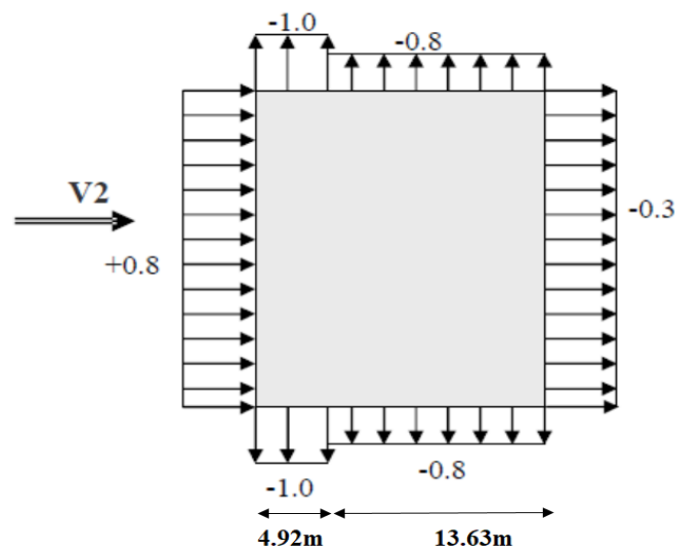


Figure VI-5: Dimension de parois verticales sens y

- **Toiture plate:**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser

la toiture comme l'indique la figure ci-après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

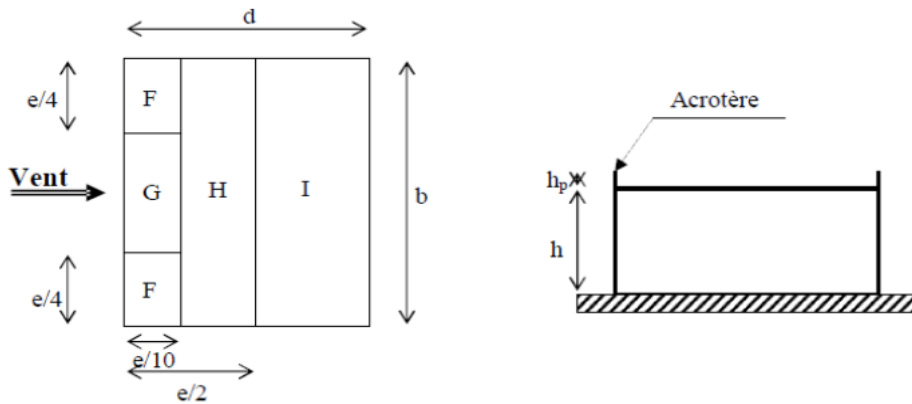


Figure VI-6: Toiture plate

Tableau VI-2: Coefficients de pression extérieure des toitures plates

		Zone			
		F	G	H	I
		C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
Avec acrotère	h_p/h	-1.6	-0.1	-0.7	± 0.2
	h_p/h	-1.4	-0.9	-0.7	± 0.2
	h_p/h	-1.2	-0.8	-0.7	± 0.2

Dans notre cas $h_p/h = 0,6 / 34,26 = 0,0175$

➤ **Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :**

Dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 RNV 99).

➤ **Détermination du coefficient de pression du vent C_p :**

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

Alors on a les deux tableaux suivants :

- Pour $C_{pi} = 0.8$:

Tableau VI-3: Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

- Pour $C_{pi} = -0.5$:

Tableau VI-4: Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.5$

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	-0.5	-1	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.6

➤ **Détermination de la pression due au vent:**

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

$W(z_j)$: est obtenu à l'aide de la formule suivante (2.2 RNV 99)

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Par exemple : $Z = 33,66 \text{ m}$

$$q_{\text{dyn}} = 630 \text{ N/m}^2$$

- Pour $C_{pi} = 0.8$:

Sens x:

Tableau VI-5: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ -Sens x

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-1134	0,96	-1088.64
BB'	-0.8	-1008	0,96	-967.68
D	+0.8	0	0,96	0
E	-0.3	-693	0,96	-665.28

Sens y:

Tableau VI-6: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ -Sens y

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-1134	0,945	-1071.63
BB'	-0.8	-1008	0,945	-952.56
C	-0.5	-819	0,945	773.955
D	+0.8	0	0,945	0
E	-0.3	-693	0,945	-654.885

- Pour $C_{pi} = 0.5$:

Sens x:

Tableau VI-7: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.5$ -Sens x

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-945	0,96	-907.2
BB'	-0.8	-819	0,96	-786.24
D	+0.8	189	0,96	-181.44
E	-0.3	-504	0,96	-483.84

Sens y:**Tableau VI-8:** Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.5$ -Sens y

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-945	0,945	-893.025
BB'	-0.8	-819	0,945	-773.955
C	-0.5	-630	0,945	-595.35
D	+0.8	189	0,945	178.605
E	-0.3	-504	0,945	-476.28

➤ **Détermination de la force de frottement :**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule 2.8 (RNV99):

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La 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.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport: $\frac{d}{b} \geq 3$, soit le rapport: $\frac{d}{h} \geq 3$ où **b** est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, **h** la hauteur de la construction, et **d** la dimension de la construction parallèle au vent.

Sens-x:

$b = 18.55$ m; $d = 24.60$ m; $h = 34.26$ m.

$$\frac{d}{b} = \frac{24.60}{18.55} = 1,326 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{24.60}{68.52} = 0,359 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

Sens-y:

$b = 24.60 \text{ m}; d = 18.55 \text{ m}; h = 34.26 \text{ m}.$

$$\frac{d}{b} = \frac{18.55}{24.60} = 0,754 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{18.55}{68.52} = 0,271 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

Zone	$q_{\text{dyn}}(\text{N/m}^2)$	F_{frX}	$S(\text{x})\text{m}^2$	F_{frY}	$S(\text{Y})\text{m}^2$	$C_{\text{fr,j}}$
-1.1	168.75	479.72	284.28	229.08	153.75	0.01
-1.1	270	767.56	284.28	366.52	153.75	0.01
-1.1	333.75	948.78	284.28	453.06	153.75	0.01
-1.1	378.75	1076.71	284.28	514.15	153.75	0.01
-1.1	408.75	1161.99	284.28	554.88	153.75	0.01
-1.1	442.5	1257.94	284.28	600.69	153.75	0.01
-1.1	465	1321.902	284.28	631.24	153.75	0.01
-1.1	483.75	1375.20	284.28	656.69	153.75	0.01
-1.1	502.5	1428.51	284.28	682.14	153.75	0.01
-1.1	630	1790.96	284.28	855.22	153.75	0.01
-1.1	630	1790.96	284.28	855.22	153.75	0.01
-2.4	630	54.24	8.61	95.32	15.13	0.01
-1.9	630	108.297	17.19	188.43	29.91	0.01
-1.5	630	867.13	137.64	867.132	242.06	0.01

➤ **Détermination de la force résultante:**

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale

(Voir la figure ci-après) :

R : Force résultante

F_w : 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.

F_u : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \Sigma (q_i \times S_i) + \Sigma F_{\text{frj}}$$

Σ : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

S_j : aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

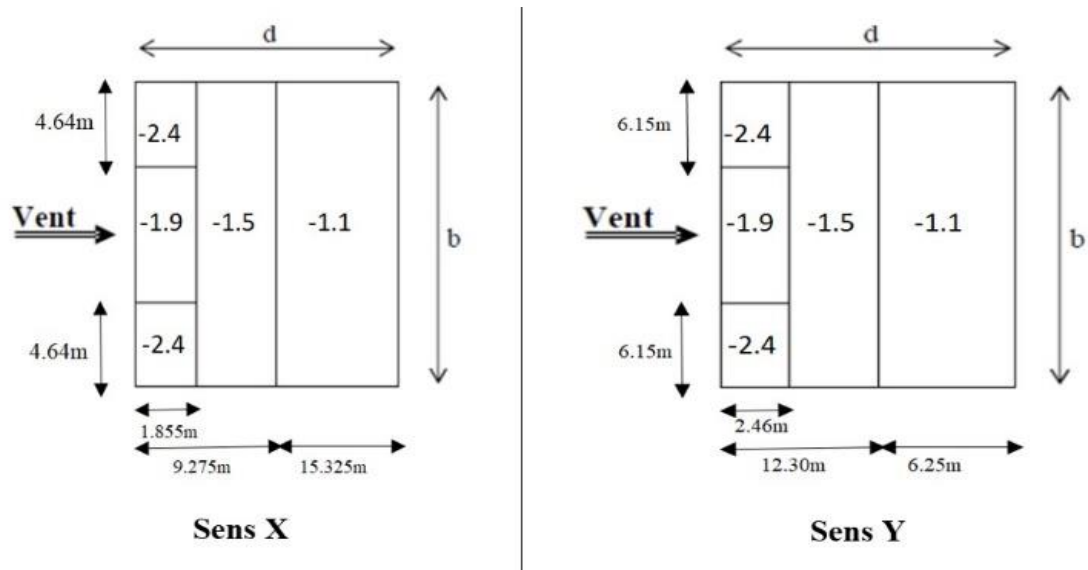


Figure VI-7: Sens X et Sens Y

Zj (m)	Zone	S(x)m ²	S(y)m ²	q _{dyn} (N/m ²)	q _j (x)	q _j (y)	F _{frX}	F _{frY}
3.06	-1.1	284.28	153.75	168.75	-178.2	-175.42	479.72	229.08
6.12	-1.1			270	-285.12	-280.665	767.56	366.52
9.18				333.75	-352.44	-346.93	948.78	453.06
2.24				378.75	-399.96	-393.71	1076.7	514.15
5.3				408.75	-431.64	-424.90	1161.9	554.88
8.36				442.5	-467.28	-459.98	1257.9	600.69
1.42				465	-491.04	-483.37	1321.9	631.24
4.48				483.75	-510.84	-502.86	1375.2	656.69
7.54				502.5	-530.64	-522.35	1428.5	682.14
0.6				630	-665.28	-654.89	1791	855.22
3.66				630	-665.28	-654.89	1791	855.22
3.66	-2.4			8.61	15.13	630	-1451.5	-1428.84
	-1.9	17.19	29.91	630	-1149.1	-1131.16	108.3	188.43
	-1.5	137.64	242.06	630	-907.2	-893.025	867.13	867.13

Donc :

$$RX-X = \sum R_{xi} = -1557745.78N = -155.77 t$$

$$RY-Y = \sum R_{yi} = -969330.48N = -96.93KN$$

VI-2- Conclusion :

Effort	Vent (t)	Séisme (t)
V _x (t)	155.77	568.081
V _y (t)	96.93	556.165

$$\text{Le sens X} = \frac{F_{\text{vent}}}{F_{\text{Séisme}}} = \frac{155.77}{568.081} = 0.27 = 27\%$$

$$\text{Le sens Y} = \frac{F_{\text{vent}}}{F_{\text{Séisme}}} = \frac{96.93}{556.165} = 0.17 = 17\%$$

Alors 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, prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

Chapitre VII :
Ferraillage des
éléments porteurs

VII-1-Introduction :

Dans ce chapitre l'étude concerne le ferrailage des éléments structuraux dans le but de résister aux sollicitations dues aux actions sismiques et charges permanentes et d'exploitation. Pour cela, le ferrailage doit s'effectuer suivant le cas le plus défavorable pour assurer la résistance totale des éléments dans toutes les combinaisons d'action possible. Dans le calcul de ferrailage, on se base sur les règlements de calcul, le BAEL et le règlement parasismique algérien RPA99/v2003. L'objectif du ferrailage est de déterminer la section d'armatures nécessaire qui doit résister aux efforts et assurer la stabilité des éléments porteurs dans la structure.

Les sollicitations sont obtenues par le logiciel de calcul et modélisation des structures ROBOT.

VII-2-Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G: Charges permanentes
- Q: Charges d'exploitations
- E: Efforts sismiques.

Combinaisons prises en compte :

Tableau VII-1: Combinaisons d'actions des poutres

Réglement	Combinaison	
BAEL 91	Fondamentales ou bien durables et transitoires	$1.35G + 1.5Q \Rightarrow E.L.U$
		$G+Q \Rightarrow E.L.S$
RPA99 (version2003)	Combinaisons accidentelles	$0.8 \times G \pm E$ $G + Q + E$

Pour le calcul de la section du ferrailage, on utilise les caractéristiques des matériaux représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII-2: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

VII-3-Etude des poutres :

VII-3-1-Recommandation du L’RPA99 (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.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° . Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres et les consoles les plus sollicitées.

VII-3-2- Les sollicitations dans les poutres:

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "Robot ", on obtient les résultats suivants :

Tableau VII-3: Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres

Combinaison	ELU		ELS		ACC	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
Pp	26.70	-53.40	19.78	-39.55	19.78	- 39.56
Ps	83.83	-167.66	60.42	-120.85	120.85	-60.42

VII-3-3- Calcul des ferrillages :

Section	b (cm)	h (cm)	C (cm)	d(cm)
Poutre principale	45	50	3	47
Poutre secondaire	40	45	3	42

VII-3-3-1- Armatures Longitudinales en travée:**➤ ELU:**

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{lu}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{26.70 \times 10^6}{14.2 \times 45 \times 47^2 \times 10^3} = 0.019 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.014) = 0.9944$$

$$A_{lu} = \frac{M_{lu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{26.70 \times 10^3}{348 \times 0.9904 \times 47 \times 10^{-2}} = 164.16 \text{mm}^2 = 1.65 \text{cm}^2$$

Section	Mu (KN.m)	μ	μ_l	α	β	Atravée(cm ²)
P.P	26.70	0.019	0.392	0.024	0.9904	1.65
P.S	83.83	0.084	0.392	0.11	0.956	6

➤ ELS:

D'après le **BAEL91**:

La fissuration est peu nuisible \Rightarrow 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: $\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Tableau VII-4: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	α	$\bar{\alpha}$	condition
P.P	26.70	19.78	1.349	25	0.024	0.443	CV
P.S	83.83	60.42	1.387	25	0.11	0.444	CV

➤ **Les vérifications nécessaires:**

1. Condition de non fragilité BAEL (art A.4.2):

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

2. Le pourcentage minimal d'armature BAEL (art B.6.4):

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.001 \times b \times h$$

3. RPA99/version 2003:

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre

D'après le RPA est 0,5% en tout section .

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.005 \times b \times h$$

	$A_{travée}(cm^2)$	$A^{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$
P.P	1.65	2.55	2.12	10.57
P.S	6	2.03	1.68	8.40

VII-3-3-2- Armatures Longitudinales sur appui:

➤ **ELU:**

$$\mu = \frac{M_{lu}}{\sigma_{b,b}.d^2} = \frac{39.56 \times 10^6}{14.2 \times 45 \times 47^2 \times 10^3} = 0.028 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.014) = 0.986$$

$$A_{lu} = \frac{M_{lu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{39.56 \times 10^3}{348 \times 0.986 \times 47 \times 10^{-2}} = 245.30 \text{mm}^2 = 2.45 \text{cm}^2$$

Section	Mu(KN.m)	μ	μ_l	α	β	A travée(cm ²)
P.P	39.56	0.011	0.392	0.014	0.9944	2.45
P.S	60.42	0.060	0.392	0.077	0.9692	4.27

➤ **ELS:**

D'après le **BAEL91:**

La fissuration est peu nuisible =>> 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: $\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Tableau VII-5: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	α	$\bar{\alpha}$	condition
P.P	39.56	39.55	1	25	0.014	0.25	CV
P.S	60.42	120.85	0.5	25	0.077	0	CV

➤ **Les vérifications nécessaires:**

4. Condition de non fragilité BAEL (art A.4.2) :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

5. Le pourcentage minimal d'armature BAEL (art B.6.4) :

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.001 \times b \times h$$

6. RPA99/version 2003:

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre

D'après le RPA est 0,5% en tout section.

$$A_{\min}^{RPA} \geq 0.005 \times b \times h$$

	A _{appui} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)
P.P	2.45	2.55	2.12	10.57
P.S	4.27	2.03	1.68	8.40

Résumé:

Tableau VII-6: Ferrailage des poutres principales

	A _{travée} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A ^{Max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	1.65	2.55	2.12	10.57	10.57	4T20=12.57
Appui	2.45	2.55	2.12	10.57	10.57	4T20=12.57

Tableau VII-7: Ferrailage de poutres secondaires

	A _{travée} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A ^{Max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	6	2.03	1.68	8.40	6	4T14=6.16
Appui	4.27	2.03	1.68	8.40	4.27	4T12=4.52

VII-3-3-3- Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

P.P:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{580} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.086 > 0.0625 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{12.06 \times 10^2}{450 \times 470} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 5.70 \times 10^{-3} \leq 0.01 \dots \dots \dots (CV)$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

P.S:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{500} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 > 0.0625 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{9.24 \times 10^2}{400 \times 420} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 5.5 \times 10^{-3} \leq 0.01 \dots \dots \dots (CV)$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

VII-3-3-4- Armatures transversales:➤ **Espacement d'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

PP : $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm})$ en prend $S_t = 20\text{cm}$

PS : $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm})$ en prend $S_t = 30\text{cm}$

➤ **Espacement d'après RPA 99 (art 7.5.2, 2):**

P.P:

$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} = 12.5; 12\emptyset \text{ min}; 30 \text{ cm} \right) = 12.5 \text{ cm} \Rightarrow$ dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ dans la Zone courante.

P.S:

$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} = 10; 12\emptyset \text{ min}; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow$ dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_t_{\text{BAEL}} ; S_t_{\text{RPA}})$

P.P:

Dans la Zone nodale : $S_t = 12.5 \text{ cm}$: en prend 12cm

Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L = 2h = 100 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

P.S:

Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ **La section de ferrailage transversal BAEL 91(art A.5.1, 22):**

$$\text{P.P: } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 45}{400} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{P.S: } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 40}{400} = 0.8 \text{ cm}^2$$

➤ **La section de ferrailage transversal RPA 99:**

P.P:

$$A_{t,\min} = b \times S_t \times 0.003 = 45 \times 12 \times 0.003 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{t,\min} = b \times S_t \times 0.003 = 45 \times 20 \times 0.003 = 2.7 \text{ cm}^2$$

- Donc on prend:

La zone nodale **4Ø8** avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ dans la Zone nodale.

La zone courante **6Ø8** avec $A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ dans la Zone courante.

P.S:

$$A_{t,\min} = b \times S_t \times 0.003 = 40 \times 10 \times 0.003 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{t,\min} = b \times S_t \times 0.003 = 40 \times 20 \times 0.003 = 2.7 \text{ cm}^2$$

- Donc on prend :

La zone nodale **4Ø8** avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ dans la Zone nodale.

La zone courante **6Ø8** avec $A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ dans la Zone courante.

VI-3-3-5- Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{P.P: } V = 40.92 \text{ KN.m}$$

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{40.92 \times 10^3}{450 \times 470} = 0.19 \text{ Mpa}$

- Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min \left[0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min[3; 33; 5] = 3.33 \text{ Mpa}$$

- Alors: $\tau_u = 0.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$

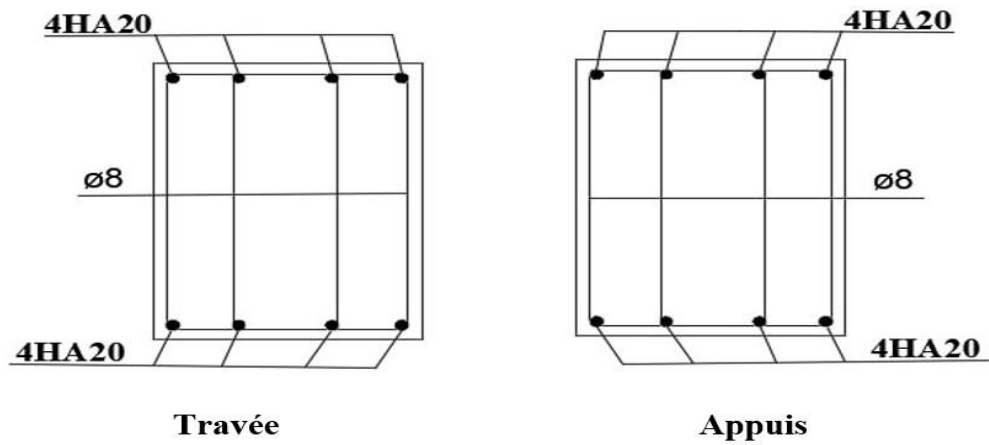
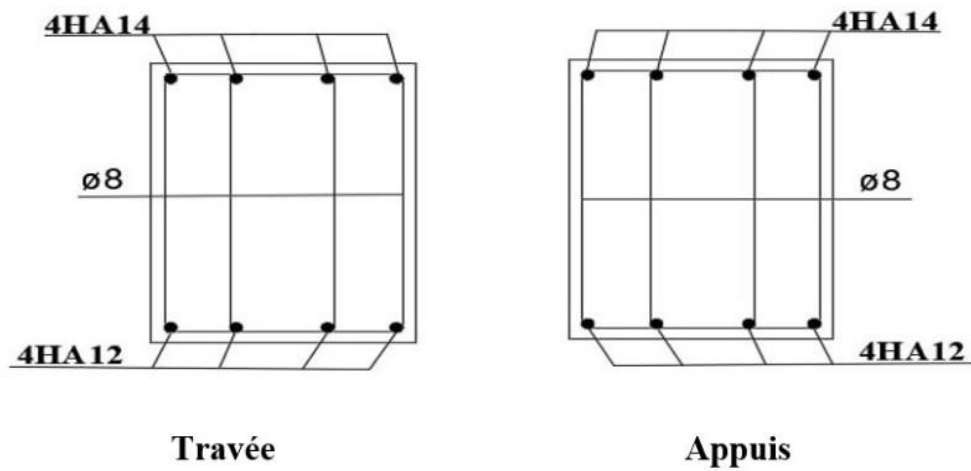
$$\text{P.S: } V = 145.02 \text{ KN. m}$$

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{145.02 \times 10^3}{400 \times 420} = 0.86 \text{ Mpa}$

- Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc:

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min \left[0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min[3; 33; 5] = 3.33 \text{ Mpa}$$

- Alors: $\tau_u = 0.86 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$

VII-3-3-6- Ferrailages des poutres principales et poutres secondaires:**Figure VII-1:** Schéma de ferrailage des poutres principales**Figure VII-2:** Schéma de ferrailage des poutres secondaires

VII-4-Etude des poteaux :**VII-4-1-les hypothèse de calcul:**

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

Effort normal (N).

Effort tranchant (T).

Moment fléchissant (M).

Ils sont calculés en flexion composée, Les armatures seront calculées à l'état limité **ultime**

« **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

1) $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

2) $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$

3) $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

VII-4-2-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

➤ Armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0,8 \%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4 \%$ $b \times h$ (en zone courante).
- $A_{\max} = 6 \%$ $b \times h$ (en zone de recouvrement).
- $\emptyset_{\min} = 12$ mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de $40 \emptyset$ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (7.2) (RPA 99 V2003)

➤ **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.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si : } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- t : est l'espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} \text{La zone nodale : } t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm}) \\ \text{La zone courante : } t \leq 15 \phi_l \end{cases}$$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

- La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\% \\ \text{Si : } \lambda_g \leq 5 \Rightarrow 0.8\% \\ \text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

λ_g : Enlacement géométrique du Poteau.

- $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

a, b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

lf: longueur de flambement du poteau ($lf = 0.7 L$)

VII-4-3-Recommandations du BAEL91 (art A.8.1,3):

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$
- Leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

VII-4-4-Calcul de ferrailage :

- Poteaux de section $(75 \times 75) \text{ cm}^2$
- $C = 4 \text{ cm}$; $d = h - c = 75 - 4 = 71 \text{ cm}$
- Acier Fe E400
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau VII-8: Les résultats des efforts et moments des poteaux pour chaque Combinaison

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)
4065.63	19.57	369.46	3745.22	102.87	0.04	2971.20	14.12

VII-4-4-1-Ferrailage longitudinal:

➤ ELU:

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 BAEL99 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e_1 = e_a + e_0$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution)

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19.57}{4065.63} = 0.00481\text{m} = 0.481\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.481 + 2 = 2.481 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15; \frac{20 \cdot e_1}{h}\right)$$

l_f : longueur de flambement du poteau

h : hauteur totale du Poteau

$$l_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$l_f / h = 2.85 < \max(15 ; 0,75) \Rightarrow l_f / h = 2.85 < 15$$

Alors les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

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

\emptyset : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à $\emptyset=2$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.75} = 9.88 < 50 \text{ Alors: } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{9.88}{35}\right)^2} = 0.837$$

$$e_2 = \frac{3(2.14)^2}{10^4 \times 0.75} (2 + 0.837 \times 2) = 0.0067 \text{ m} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.481 + 0.67 = 3.151 \text{ cm}$$

- **Les efforts corrigés seront:**

$$M_{\text{corrigé}} = N_u \times e = 4065.63 \times 0.0315 = 128.067 \text{ KN.m}$$

- $A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$

$$\Rightarrow A = (0.337 \times 750 - 0.81 \times 30) \times 750 \times 750 \times 18.5 = 2377.31 \text{ KN.m}$$

- $B = N_u (d - c') - M_{ua} = 4065.63(0.71 - 0.03) - 1490.05 = 1274.58 \text{ KN.m}$

$\Rightarrow A > B$ donc la section sera partiellement comprimée.

- $M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 128.067 + 4065.63 (0.71 - 0.75/2) = 1490.05 \text{ KN.m}$

- **Calcul à la flexion simple:**

- $\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1490.05 \times 10^6}{14.2 \times 750 \times 710^2} = 0.277$

- $\mu = 0.277 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.415$

- $\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.425) = 0.834$

- $A_{ul} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1490.05 \times 10^6}{348 \times 0.834 \times 710} = 72.31 \text{ cm}^2$

- $A = A_{ul} - \frac{N}{100 \times 348} \Rightarrow A = 72.31 - \frac{4065.63 \times 10^3}{100 \times 348} \Rightarrow A = -44.52 \text{ cm}^2$

➤ **G+Q+E:**

$$M_{MAX} = 369.46 \text{ KN.m} ; N_{corr} = 3745.22 \text{ KN}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{369.46}{3745.22} = 0.1058 \text{ m} = 10.58 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 10.58 + 2 = 12.58 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3(2.14)^2}{10^4 \times 0.75} (2 + 0.837 \times 2) = 0.0067 \text{ m} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$e = e_1 + e_2 = 12.58 + 0.67 = 13.25 \text{ cm}$$

- **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{corrigé} = N_u \times e = 3745.22 \times 0.1325 = 496.242 \text{ KN.m}$$

- $A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$

$$\Rightarrow A = (0.337 \times 750 - 0.81 \times 30) \times 750 \times 750 \times 18.5 = 2377.31 \text{ KN.m}$$

- $B = N_u (d - c') - M_{ua} = 3745.22 (0.71 - 0.03) - 1750.89 = 795.86 \text{ KN.m}$

$\Rightarrow A > B$ donc la section sera partiellement comprimée.

- $M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 496.242 + 3745.22 (0.71 - 0.75/2) = 1750.89 \text{ KN.m}$

- **Calcul à la flexion simple:**

- $\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1750.89 \times 10^6}{18.5 \times 750 \times 710^2} = 0.250 < 0.48 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

- $\mu = 0.250 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.366$

- $\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.425) = 0.854$

- $A_{ul} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1750.89 \times 10^6}{400 \times 0.854 \times 710} = 72.19 \text{ cm}^2$

- $A = A_{ul} - \frac{N}{100 \times 400} \Rightarrow A = 72.19 - \frac{3745.22 \times 10^3}{100 \times 400} \Rightarrow A = -21.44 \text{ cm}^2$

➤ **0.8G+E:**

$$M_{\text{corr}} = -0.04 \text{ KN} ; N_{\text{Min}} = 102.87 \text{ KN}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.04}{102.87} = 0.039 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.039 + 2 = 2.039 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \emptyset) \Rightarrow e_2 = \frac{3(2.14)^2}{10^4 \times 0.75} (2 + 0.837 \times 2) = 0.0067 \text{ m} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.039 + 0.67 = 2.709 \text{ cm}$$

- Les efforts corrigés seront :

$$M_{\text{corrigé}} = N_u \times e = 102.87 \times 2.709 = 278.67 \text{ KN.m}$$

- $A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$

$$\Rightarrow A = (0.337 \times 750 - 0.81 \times 30) \times 750 \times 750 \times 18.5 = 2377.31 \text{ KN.m}$$

- $B = N_u (d - c') - M_{ua} = 102.87 (0.71 - 0.03) - 313.13 = -243.18 \text{ KN.m}$

$\Rightarrow A > B$ donc la section sera partiellement comprimée.

- $M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 278.67 + 102.87 (0.71 - 0.75/2) = 313.13 \text{ KN.m}$

- **Calcul à la flexion simple:**

- $\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{313.13 \times 10^6}{18.5 \times 750 \times 710^2} = 0.044 < 0.48 \Rightarrow$ section partiellement comprimée
- $\mu = 0.044 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.056 < \alpha_{AB} = 0.259$
- $\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.056) = 0.978$
- $A_{ul} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{313.13 \times 10^6}{400 \times 0.978 \times 710} = 11.27 \text{ cm}^2$
- $A = A_{ul} - \frac{N}{100 \times 400} \Rightarrow A = 11.27 - \frac{102.87 \times 10^3}{100 \times 400} \Rightarrow A = 8.7 \text{ cm}^2$

VII-4-4-3-Vérification des sections RPA (99ver2003):

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales. Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :

Zone IIa :

$$A_{s \min} = 0.8\% (b \cdot h) \Rightarrow A_{s \min} = 0.008 \times 75 \times 75 \Rightarrow A_{s \min} = 0.008 \times 75 \times 75 = 45 (\text{cm}^2)$$

VII-4-4-4-Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d} = 0.23 \times 75 \times 75 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{0.039 - 0.45(71)}{0.039 - 0.185(71)} = 16.55 \text{ cm}^2$$

Tableau VII-9: Ferrailage des poteaux

	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min}^{BAEL} (\text{cm}^2)$	$A_{RPA} (\text{cm}^2)$	$A_{adpt} (\text{cm}^2)$
ELU	0	16.55	45	12HA25 = 58.91 cm ²
G+Q±E	0			
0.8G ±E	8.7			

VII-4-4-5-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'ELS 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: $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$
- La contrainte d'acier est limitée par: $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$
- Les poteaux sont calculés en flexion composée:

$$N_{ser} = 2971.20 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 14.12 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{14.12}{2971.20} = 0.00475 \text{ m} = 0.475 \text{ cm} \Rightarrow e_0 < \frac{h}{6} = \frac{75}{6} = 12.5 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

- $B_0 = b \times h + 15 (A_{dop}) = 75 \times 75 + 15 \times (45.10) = 5685.10 \text{ cm}^2$
- $v_1 = \frac{1}{B_0} \cdot \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$

$$v_1 = \frac{1}{5685.10} \cdot \left[\frac{75 \times 75^2}{2} + 15(22.55 \times 4 + 22.55 \times 71) \right] = 41.57 \text{ cm}$$
- $v_2 = h - v_1 = 75 - 41.57 = 33.43 \text{ cm}$
- $I_{XX} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15[A_1(v_1 - C_1)^2 + A_2(v_2 - C_1)^2]$

$$= \frac{75}{3} (41.57^3 + 33.43^3) + 15 \times 22.50 [(41.57 - 4)^2 + (33.43 - 4)^2] = 3498596.37 \text{ cm}^4$$
- $K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{1412}{3498596.37} = 0.0004 \Rightarrow M_G = 14.12 \text{ KN.m}$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

- $\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2971.20 \times 10^3}{100 \times 5685.10} = 5.226 \text{ Mpa}$
- $\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.226 + 0.0004 \times 41.57 = 5.243 \text{ Mpa}$

$$\Rightarrow \sigma_b = 5.243 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots (\text{CV})$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - C)] = 15[5.226 + 0.0004(41.57 - 4)] = 78.61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.226 + 0.0004(71 - 41.57)] = 78.57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 78.61 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e E = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 78.57 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e E = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

VII-4-4-6-Vérification du poteau à l'effort tranchant BAEL91(A.5.1,212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armature pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q + Ex) donne l'effort tranchant max :

$$V_{\text{max}} = 270.38 \text{ KN}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{270.38 \times 10^3}{750 \times 710} = 0.508 \text{ Mpa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.508 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

VII-4-4-7-Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003 ;7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\text{Si} \begin{cases} \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75 \\ \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau. (75×75)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} \Rightarrow \lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.75} = 2.86 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

La zone IIa :

=>> La zone nodale : $St \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ =>> en prend $St = 10\text{ cm}$

=>> La zone courante : $St \leq 15\phi_l$ =>> $St \leq 24$

St : c'est l'espacement des armatures transversales

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On adoptera un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

➤ Zone nodale:

$$A_t = \frac{\rho_a \times Vu \times St}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 270380 \times 100}{750 \times 400} = 337.975 \text{ mm}^2 = 3.38 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante:

$$A_t = \frac{\rho_a \times Vu \times St}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 270380 \times 150}{750 \times 400} = 506.96 \text{ mm}^2 = 5.07 \text{ cm}^2$$

=>> Soit (8T10) = 6.28 cm²

VII-4-4-8-Vérification des armatures minimales:

- D'après RPA99 (7.4.2.2):

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II):

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

➤ Dans la zone nodale : $St = 10\text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 75 = 2.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow (C.V)$$

➤ Dans la zone courante: $St = 15\text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 75 = 3.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow (C.V)$$

- BAEL91 (art A.8.1.3) :

➤ Le diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \Rightarrow 8 \geq \frac{16}{3} = 5.33 \Rightarrow (C.V)$$

➤ **Leur espacement:**

$$St \leq \min (15 \varnothing_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min (25 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 85 \text{ cm}) \Rightarrow \text{(C.V)}$$

VII-4-4-9-Présentation du ferrailage des poteaux:

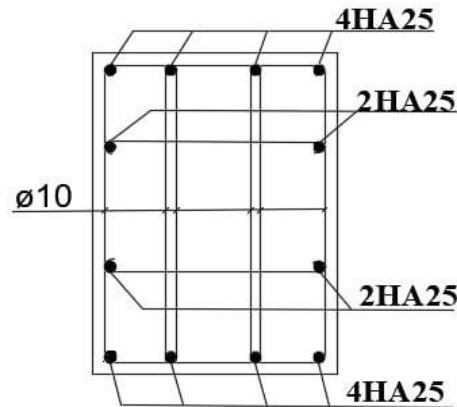


Figure VII-3: Scéma de ferrailage des poteaux

VII-5-Etude de voile plein:

VII-5-1-les hypothés de calcul:

le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges:

Charges permanentes (G)

Surcharges d'exploitation (Q)

Des sollicitations dues aux séismes.

VII-5-2-Types d'armatures:

➤ **Aciers verticaux:**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

Le ferrailage vertical doit être disposé de manière à supporter les contraintes résultant de la flexion combinée.

Les armatures qui représentent au moins 0,20 % de la section horizontale du béton tendu doivent reprendre toutes les contraintes de traction engendrées dans une partie du voile. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être liées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur des voiles. a chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de 1/10 de la longueur de voile (L/10), et

cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($S \leq 15 \text{ cm}$). Si des efforts de compression importants agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être équipées de crochets à la partie supérieure, tandis que toutes les autres barres n'ont pas besoin de crochets (jonction par recouvrement).

➤ **Aciers horizontaux:**

Les aciers horizontaux doivent respecter les mêmes règles que les aciers verticaux, conformément à RPA99.

Les barres d'armature horizontales, qui sont parallèles aux faces du mur, doivent être placées sous chaque face, entre les barres verticales et la paroi du coffrage. Ces barres doivent être équipées de crochets de 135° , ayant une longueur de $10\emptyset$.

➤ **Règles générales:**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- En zone courante 0,10 %.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$.
- $S \leq 30 \text{ cm}$
- $S \leq \text{Min}(30 \text{ cm}; 1,5a)$, avec a : épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII-5-3-Calcul de la section d'armature:**VII-5-3-1-Ferrailage vertical:**

Type de section qu'on peut avoir , une section soumise à la flexion composée peut être :

- Section Entièrement tendu (S. E. T).
- Section Entièrement comprimée (S. E.C).
- Section Partiellement comprimée (S. P. C).

VII-5-3-2-Calcul des sections suivant leurs natures:**➤ Section entièrement tendue:**

On peut dire qu'une section est entièrement tendue si : L'effort normal appliqué est un effort de traction et Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures

Avec :

N : L'effort normal de traction.

C : Le centre de pression

➤ Section entièrement comprimée:

La section est entièrement comprimée si : L'effort normal est un effort de compression et Le

Centre de pression se trouve à l'intérieur de la section Avec :

N : L'effort normal de compression.

C : Le centre de pression.

➤ 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

VII-5-4- Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales:

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les

Combinaisons suivantes :

- $0.8G+E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $G+Q+E$

VII-5-5- Calcul de la section des armatures:**Exemple de calcul (RDC) :**

La figure suivante représente la disposition des voiles dans notre structure :

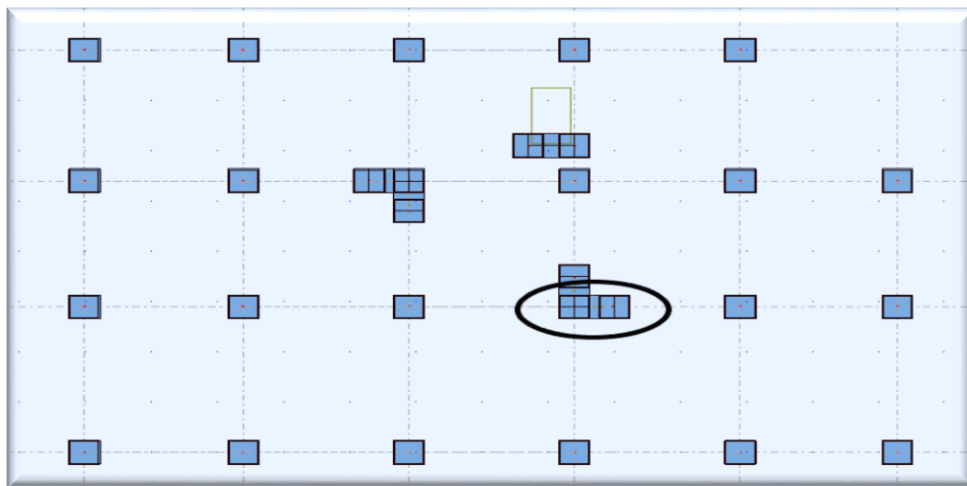


Figure VII-4: Disposition de voile $L = 1.95$ m

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison :

Tableau VII-10: Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

G+Q±E			0.8G±E		
N_{Rx} (KN)	M_{Rz} (KN. m)	T_{Ry} (KN)	N_{Rx} (KN)	M_{Rz} (KN. m)	T_{Ry} (KN)
-73.36	216.11	214.63	62.15	268.94	208.87

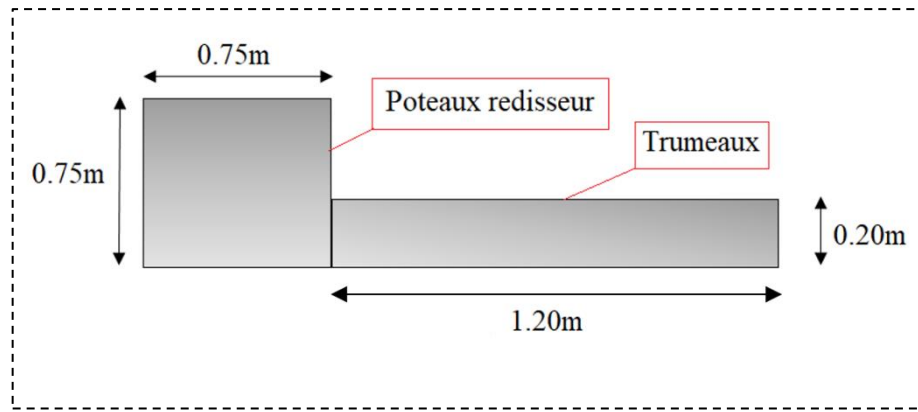


Figure VII-5: Données géométriques du voile

VII-5-6- Caractéristiques géométriques du voile:

$$A = e.L = 0.20 \times 1.95 = 0.39 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2} = \frac{1.95}{2} = 0.98 \text{ m}$$

$$I = \frac{a.l^3}{12} = \frac{0.20 \times 1.95^3}{12} = 0.12 \text{ m}^4$$

VII-5-7- Vérification de contrainte de compression « à la base du refend » (G+Q+E) :

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{73.36}{0.39} - \frac{216.11 \times 0.98}{0.12} = -1575.9 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{73.36}{0.39} + \frac{216.11 \times 0.98}{0.12} = 1953 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\Rightarrow \sigma_c = 1.57 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 18, 5 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

VII-5-8-Détermination des sollicitations du voile :

VII-5-8-1-Armatures verticales :

➤ Calcul de contraintes(0.8G+E):

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{62.15}{0.39} - \frac{268.94 \times 0.98}{0.12} = -2036.98 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{62.15}{0.24} + \frac{268.94 \times 0.98}{0.0288} = 2355.70 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1 < 0 ; \sigma_2 > 0 \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée}$$

➤ **Calcul la longueur de la zone de traction:**

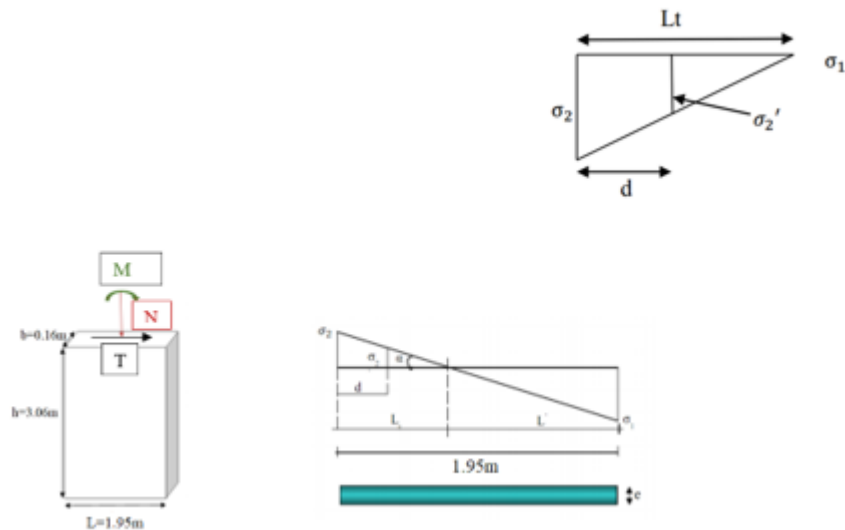


Figure VII-6: Les contraintes et les sollicitations des voiles

➤ **La longueur de la zone tendue:**

$$L_T = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1 + \sigma_2|} \times L = \frac{2036.98}{2355.70 + 2036.98} \times 1.95 = 0.90\text{m}$$

➤ **La longueur de la zone comprimée:**

$$L_c = L - 2L_T = 1.95 - 2(0.90) = 0.15\text{m}$$

➤ **Calcul de contrainte σ'_2 :**

$$\frac{\sigma_2}{L_T} = \frac{\sigma'_2}{(L_T - d)} \Rightarrow \sigma'_2 = \frac{-2036.98(0.90 - 0.60)}{0.90} = -678.99\text{KN/m}^2$$

$$d \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2}{3}L_T\right) \Rightarrow d \leq \min\left(\frac{3.06}{2}; \frac{2}{3} \times 0.9\right) \Rightarrow d \leq \min(1.53; 0.60) \Rightarrow d = 0.60$$

➤ **Calcul l'effort normale et le moment fléchissant:**

Soit : $c = c' = 3\text{ cm}$

• **l'effort normale:**

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot Y}{I}$$

$$\sigma'_2 = \frac{N_1}{A_1} - \frac{M_1 \cdot Y_1}{I_1}$$

Avec:

$$y_1 = \frac{d}{2} = \frac{0.70}{2} = 0.35\text{m}$$

$$I_1 = \frac{e \cdot y^3}{12} = \frac{0.20 \times 0.35^3}{12} = 5.83 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

$$A_1 = e \cdot y = 0.20 \times 0.35 = 0.07\text{m}^2$$

$$\Rightarrow N_1 = A_1 \left[(\sigma'_2 + \sigma_2) - \frac{N}{A} \right] = 0.07 [(-678.99 - 2036.98) - 159.36] = -201.27\text{KN}$$

➤ **le moment fléchissant:**

On a :

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot Y}{I}$$

$$\sigma'_2 = \frac{N_1}{A_1} - \frac{M_1 \cdot Y_1}{I_1}$$

$$\Rightarrow M_1 = -\frac{I_1}{y_1} \left[\sigma_2 - \sigma'_2 + \frac{M y}{I} \right] = -0.017 [-2036.98 + 678.99 + 2196.34] = -14.25\text{KN.m}$$

$$\text{Soit : } e_0 = \frac{|M_1|}{|N_1|} = \frac{14.25}{201.27} = 0.07\text{m et } N_1 \text{ effort de compression}$$

➤ **Calcul de l'excentricité e_1 et e_2 :**

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.2\text{m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.34\text{m}$$

$$A'_S = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{201.27 \times 0.34}{(0.2 + 0.34) \times 400 \times 10^3} = 3.16 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 3.16\text{cm}^2$$

$$A_S = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{201.27 \times 0.2}{(0.2 + 0.34) \times 400 \times 10^3} = 1.86 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 1.86\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st1} = A'_S + A_S = 3.16 + 1.86 = 5.02 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armatures:**

1. Vérification vis à vis a RPA 99/V2003:

$$A_{min}=0.2\% \text{ b.L}_T = 0.002 \times 20 \times 90 = 3.60 \text{ cm}^2$$

b: Epaisseur du voile

L_T : Longueur de la section tendue

2. Le pourcentage minimal:

$$A_{min}= 0.15\% . \text{ b. Lc} = 0.0015 \times 20 \times 15 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st2} = 2A_{min(LT)} + A_{min(Lc)} = 7.65 \text{ cm}^2 > A_{min}^g$$

3. Condition de non fragilité:

$$A_{min} = B \times L \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 20.48 \text{ cm}^2$$

4. Le minimum du RPA est donné par:

$$A_{min}^g = 0,0015 . \text{ b.h} = 9.18 \text{ cm}^2$$

5. Section des armatures:

$$\max (A_{st1}; A_{st2}; A_{min}) = 20.48$$

D'après RPA/2003(Art.7.7.3.3): Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

Alors en prend 60%A dans la zone courante, et 20%A dans la zone d'about

Tableau VII-11 : Ferrailage de voile

	A_{adpt} (cm²)	L(cm)	St(cm)	Lz(cm)
Zone d'about	4.096cm ² =>>4T12=4.52cm ²	90	10	20
Zone courante	7.93cm ² =>>12T10=9.42cm ²	15	25	155

VII-5-8-2-Armature horizontales:

➤ **Vérification des armatures transversales RPA99/V2003:**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99/version 2003)

La contrainte de cisaillement est :

- $\tau_u = 1.4 T_{calcul} / b_0 . d = (1.4 \times 214.63 \times 10^3) / 200 \times 1920 = 0.78 \text{ MPa}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $[\tau] = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$: l'article 7.7.2 du RPA 99 /version 2003.

$$\Rightarrow \tau = 0.78 \text{ MPa} \leq [\tau] = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(C. V)}$$

Alors, il n'y a aucun risque de cisaillement

- $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$

Vu : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

fe : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (fe 235MPa).

pa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75 \\ \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau. (75 × 75)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} \Rightarrow \lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{3.06} = 0.8 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

lf : longueur de flambement du poteau (lf = 0.7 L)

$$\text{On prend } \emptyset = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en choisie } 4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{h \cdot f_e}{\rho_a \cdot V_u} = 14 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

VII-5-9-Présentation de ferrailage :

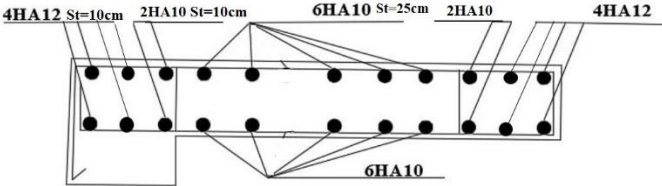


Figure VII-7: Schéma de ferrailage des voiles

Chapitre VIII:

Etude de l'infrastructure

VIII-1-Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure. Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol (σ_{sol}) à introduire dans le calcul et qui est déterminée à partir des résultats d'essais en laboratoire. On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4 cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de 150 Kg/m³ au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondations :

- **Fondations superficielles:**

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

- **Fondations profondes:**

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments " cas des semelles sur pieux ou puits".

VIII-2-Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII-3- Présentation du rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation implanté dans la wilaya de Constantine.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $\sigma_{sol} = 1.7\text{bar}$ pour l'ensemble du site.
- Types de sol: classé dans la catégorie S3 (site meuble)

- Un ancrage $D=3.37m$ par rapport au niveau du TN

VIII-4- Combinaisons de calcul :

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- **ELS:** (G + Q) pour le dimensionnement.
- **ELU:** (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- **Accidentelle:** (0.8G ± E) pour la vérification.

VIII-5- Calcul des fondations :

➤ Etude de type de semelle dans ce projet:

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous mur pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totales du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$).

➤ Calcul la section des semelles:

$$S_{semelle}^{total} \geq 50\% S_{bâtiment} \text{ (Radier général)}$$

- **Surface total du bâtiment:**

$$S_{bâtiment} = 457.443m^2$$

- **La surface de la semelle:**

$$S_{semelle} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{6556.296}{17} = 385.70m^2$$

$$N_{ser(max)} = N_G + N_Q = 6556.296 \text{ t}$$

$$\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bar} = 17t/m^2$$

Donc :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{385.70}{457.443} = 84.32\% > 50\%$$

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'exécution

VIII-6- Radier général :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité :

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

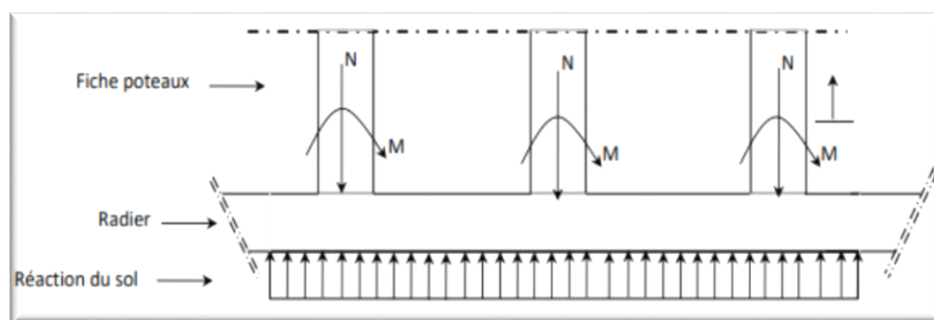


Figure VIII-1: Schéma de radier

VIII-6- 1-Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

1. Condition forfaitaire:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

hr : épaisseur du radier totale

Lmax : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (L max = 5.80m)

$$\frac{580}{8} \leq h \leq \frac{580}{5} \Rightarrow 72.5\text{cm} \leq h \leq 116\text{cm}$$

2. Condition de la rigidité:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

Avec:

E : module d'élasticité instantané du béton $E=E_{ij} = 32164.19512 \text{ Mpa}$

- I : inertie d'une bande d'1 m de radier $bh^3/12$
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPA}$
- b : largeur du radier. (Bande de 1 mètre).

Alors:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.8^4}{32164195.12 \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.41 \text{ m}$$

$$I \geq \frac{1 \times 0.9^3}{12} = 0.06 \text{ m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max} \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164195.12 \times 0.018}{4000}} \geq \frac{2}{\pi} \times 5.8 \Rightarrow 5.04 \text{ m} \geq 4.9 \text{ m (CV)}$$

3. Condition d'épaisseur minimale:

- La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)
- La dalle : $h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{580}{20} = 29 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $h_0 = 50 \text{ cm}$

Conclusion :

On adoptera un radier nervuré avec :

Nervure: $h_r = 90 \text{ cm}$

Dalle: $h_0 = 50 \text{ cm}$

Largeur de la nervure : $b_0 = 75 \text{ cm}$

VIII-6- 2-Calcul de la surface totale du radier :

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (Lx + Ly)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

Lx: longueur en plan (24.60 m)

Ly: largeur en plan (18.55m)

➤ **Calcul de débordement D:**

$$D \geq \text{Max} (hr / 2 ; 30 \text{ cm})$$

Où: $hr = 90\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (45; 30 \text{ cm})$.

On prend :

$D = 0.5 \text{ m}$; alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 457.443 + 0.5 \times 2 \times (43.15) = 500.59 \text{ m}^2$$

➤ **Poids du radier:**

$$G = (500.59 \times 0.50 \times 2.5) = 625.74 \text{ t}$$

➤ **Combinaison d'action:**

$$N_u = N_{\text{ultime}} + 1.35(G) = 8969.819 + 1.35 (625.74) = 9814.57 \text{ t}$$

$$N_s = N_{\text{service}} + G = 6556.296 + 625.74 = 7182.04 \text{ t}$$

VIII-6- 3-Vérifications diverses :**VIII-6- 3-1-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91(Article 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} \Rightarrow T_u^{\text{max}} = \frac{9814.57 \times 1}{500.59} \times \frac{5.8}{2} = 56.86 \text{ t}$$

$$\text{Alors: } \tau_u = \frac{56.86 \times 10^4}{1000 \times 450} = 1.26 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

VIII-6- 3-2-Vérification au poinçonnement :

➤ Vérification pour les poteaux:

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier

Le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante (BAEL 91 Article A.5.2.42):

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante

$$N_u = 406.562 + 10\% (406.562) = 447.22 \text{ t.}$$

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_x = 2(a + b + 2hr)$$

$$\mu_x = 2(0.75 + 0.75 + 2 \times 0.5) = 5 \text{ m.}$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \Rightarrow N_u \leq 0.045 \times 5 \times 1.3 \times 2500 / 1.5 = 487.5 \text{ t}$$

$$N_u = 447.22 \text{ t} \leq 487.5 \text{ t} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

VIII-6- 3-3-Vérification de la stabilité du radier:

➤ Vérification à l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont 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 ($D = 3.37 \text{ m}$).

S : surface de radier ($S = 500.59\text{m}^2$).

$$N_G = 5405.9657\text{t}$$

$$N_{\text{radier}} = 625.74\text{t} \times 0.5 \times 2.5 = 782.175\text{t}$$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}} = 5405.9657\text{t} + 782.175\text{t} = 6188.14 \text{ t}$$

$$W = N_{\text{TOL}} = 6188.14\text{t}$$

$$\alpha. \gamma.h. S = 1.5 \times 1 \times 3.37 \times 500.59 = 2530.48 \text{ t}$$

$$W = 5239.895 \text{ T} \geq \alpha. \gamma.h. S = 2530.48 \text{ t}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

VIII-6- 4- Caractéristiques géométriques du radier :

➤ Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT:

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 11.73 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8.25\text{m}$$

➤ Moment d'inertie d'un radier:

$$I_{x-x} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24.60 \times 18.55^3}{12} = 13085.36\text{m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{18.55 \times 24.60^3}{12} = 23012.72\text{m}^4$$

VIII-6- 5- Vérification de stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

VIII-6- 5-1-Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

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 : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

Tableau VIII-1: Résumé le résultat d'effort et moment pour (0.8G± E)

L_x (m)	L_y (m)	M_x (t.m)	M_y (t.m)
24.60	18.55	818.158	70.939

Tableau VIII-2: Résultats de calcul de la stabilité du radier

	Sens(X-X)	Sens(Y-Y)
N_{total} (t)	5958.614	6529.592
M(t.m)	818.158	70.939
e(m)	0.14	0.01
L/4(m)	3.65	4.6
Condition	Vérifiée	Vérifiée

➤ **VIII-6- 5-2-Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \times 1.5$$

- $\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M.X_G}{I}$
- $\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M.Y_G}{I}$

Tableau VIII-3: Résumé le résultat d'effort et moment pour (G+Q± E)

MX(t.m)	MY(t.m)	X_G (m)	Y_G (m)	I_{X-X} (m ⁴)	I_{Y-Y} (m ⁴)	S_{radier} (m ²)
818.457	71.238	11.73	8.25	13085.36	23012.72	500.59

Tableau VIII-4: Résultats de vérification au non soulèvement des fondations

	Sens(X-X)	Sens(Y-Y)
$N_T(t)$	7903.576	8474.554
M (t.m)	818.457	71.238
σ_{\max}	16.52	16.96
σ_{\min}	16.30	16.95
σ_{moy}	16.46	16.96
$\overline{\sigma_{\text{sol}}}(\text{Mpa}) \times 1.5$	25.5	25.5
Condition	Vérifiée	Vérifiée

VIII-6- 6-Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de

l'ouvrage et des surcharges. Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\alpha = l_x/l_y$

VIII-6- 6-1-Méthode 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 :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν ($\nu = 0.2$ à l'ELS, 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 :

Tableau VIII-5: Résultats de Méthodes de calcul

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	Mtx= 0.85 Mx Mty= 0.85 My	Mtx= 0.75 Mx Mty= 0.75 My
Sur appui	Max = May = 0.3Mx	Max= May = 0.5Mx

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant **préjudiciable**.

VIII-6- 6-2-Calcul de la réaction du sol sous le radier :**Tableau VIII-6:** Réaction du sol sous le radier.

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$
$q_u = 8969.819 / 500.59$	$q_{ser} = 6556.296 / 500.59$
$q_u = 17.92 \text{ t/m}^2$	$q_{ser} = 13.10 \text{ t/m}^2$

VIII-6- 6-3-Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de rive : (5 × 5.80) m².

➤ **L'ELU:**

$$v = 0 ; q_u = 179.2 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 5 / 5.8 = 0.86 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0498 \\ \mu_y = 0.693 \end{cases}$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0498 \times 179.2 \times (5)^2 = 223.104 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.693 \times 223.104 = 154.61 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 223.104 = 189.64 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 154.61 = 131.42 \text{ KN.m/ml.}$$

$$Max = May = 0.3 \times M_x \Rightarrow Max = May = 0.3 \times 223.104 = 66.93 \text{ KN.m/ml.}$$

1. Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / \beta = (1 - 0.4\alpha) / b = 100\text{cm} / \sigma_b = 14.2\text{Mpa}$$

$$\phi \leq \frac{500}{10} 50\text{mm}$$

$$d_x = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5\text{cm}$$

$$d_y = 42.5 - \frac{5}{2} - \frac{5}{2} = 37.5\text{cm}$$

2. Condition de non fragilité: BAEL91 (art. A.4.2)

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

Sens X:

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 75.57 \times 2.1/400$$

Sens-Y:

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 75.57 \times 2.1/400$$

3. Pourcentage minimal des armatures; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$$

Tableau VIII-7: Ferrailage de radier à l'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N × m)	66.93	189.64	66.93	131.42
μ	0.023	0.066	0.023	0.046
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
As' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.029	0.085	0.029	0.059
β	0.99	0.966	0.99	0.976
σ_s (Mpa)	348			
A _s (cm ² /ml)	4.32	12.54	4.32	8.6
A _s min (cm ² /ml)	5.13		4.53	
Choix des barres/ml	7HA12	7HA16	7HA12	7HA16
A _{Scorres} (cm ² /ml)	7.92	14.07	7.92	14.07
Espacement (cm)	16	10	16	16

4. Espacement : $St=100/6= 16.66\text{cm} \Rightarrow$ donc on prend 16 cm

$St=100/8= 12.5\text{cm} \Rightarrow$ donc on prend 10 cm

➤ **ELS:**

$$v = 0.2 ; q_s = 131 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art .4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\{266.67; 201.63\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 5 / 5.8 = 0.86 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau:

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0569 \\ \mu_y = 0.791 \end{cases}$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0569 \times 131 \times (5)^2 = 186.35 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.791 \times 186.35 = 147.40 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 186.35 = 158.40 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 147.40 = 125.29 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times 186.35 = 55.90 \text{ KN.m/ml.}$$

Tableau VIII-8: Ferrailage de radier à l'ELS

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (N × m)	55.90	158.40	55.90	125.29
μ	0.018	0.052	0.018	0.041
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
$A_{s'}$ (cm ²)	0	0	0	0
α	0.022	0.067	0.023	0.052
β	0.99	0.97	0.99	0.979
σ_s (Mpa)	201.63			
A_s (cm ² /ml)	6.2	18	6.2	14.10
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	5.13		4.53	
Choix des barres/ml	6HA12	6HA20	6HA12	6HA20
$A_{s \text{ scores}}$ (cm ² /ml)	6.79	18.85	6.79	18.85
Espacement (cm)	16	16	16	16

1. **Espacement** = 100/6 = 16.67 cm \Rightarrow donc on prend 16 cm

2. **Vérification de la contrainte de cisaillement: BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (A. 5.1,1) \text{ p51}$$

$$T_u = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2L_y + l_x} = \frac{179.2 \times 5 \times 5.8}{2 \times 5.8 + 5} = 313.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{313.06 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.69 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

3. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.50$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linéaire.

$$h = 0.50\text{m}$$

$$b=1\text{m}$$

- **Présentation schématique:**

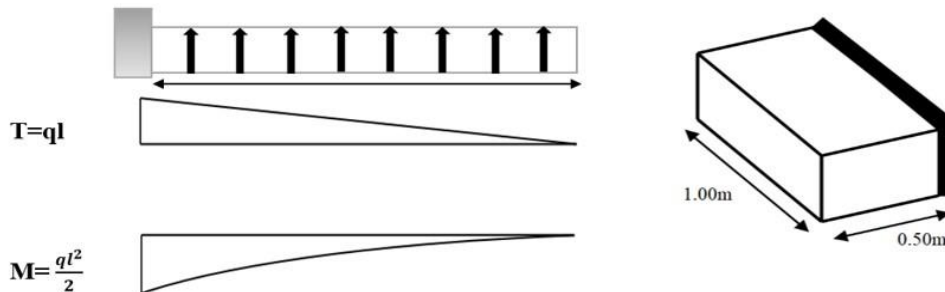


Figure VIII-2: Schéma statique et sollicitations du débord.

➤ **L'ELU:**

$$M_{\max} = q_u \cdot \frac{l^2}{2}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5\text{cm}$$

$$C \geq 5 + \frac{5}{2} = 7.5\text{cm}$$

Donc on adopte : $C = 8\text{ cm} \Rightarrow d = 50 - 8 = 42\text{cm}$.

➤ **L'E LS: (fissuration préjudiciable)**

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = \text{KN.m}$$

$$A_{\max}^{\text{BAEL}} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 50 \times 100 = 12.5\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 6.03\text{cm}^2$$

Tableau VIII-9 : Ferrailage de débords.

	$M_{\max}(\text{KN. m})$	α	β	$A_S(\text{cm}^2)$	$A_{\text{BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{Adop}}(\text{cm}^2)$
ELU	22.4	0.118	0.953	1.61	12.5	6.03	4HA20=12.57
ELS	16.37	0.006	0.998	1.92	12.5	6.03	4HA20=12.57

- **Espacement=25cm**
- **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.57}{4} = 3.14\text{cm}^2$$

=> on choisit $A = 3,14\text{cm}^2 = 4\text{HA}10$ avec un espacement 12 cm

➤ **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{89.6 \times 10^3}{1000 \times 250} = 0.35\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{C28} = 1.25\text{Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

Avec : $b=100$ cm, $d=0.9h \Rightarrow d=25$ cm

$$V_u = q_u \times L_x = 179.2 \times 0.5 = 89.6\text{KN}$$

Remarque :

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VIII-7- Etude de la nervure :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures. Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charge triangulaire:**

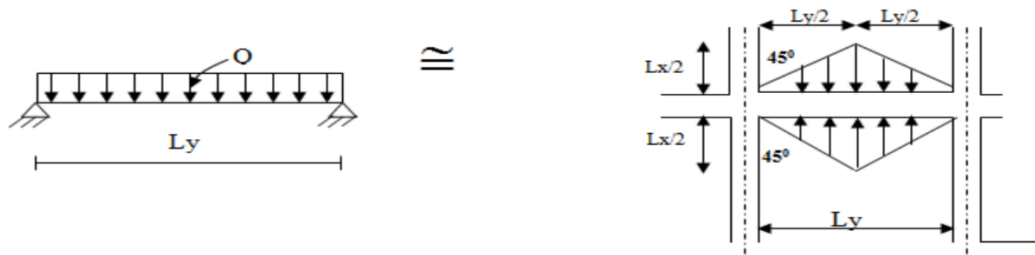


Figure VIII-3: Répartition des charges triangulaires sur les nervures.

$$P = \frac{q_u \cdot L_y}{4}$$

Avec Q' charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

➤ **Charge trapezoidal:**

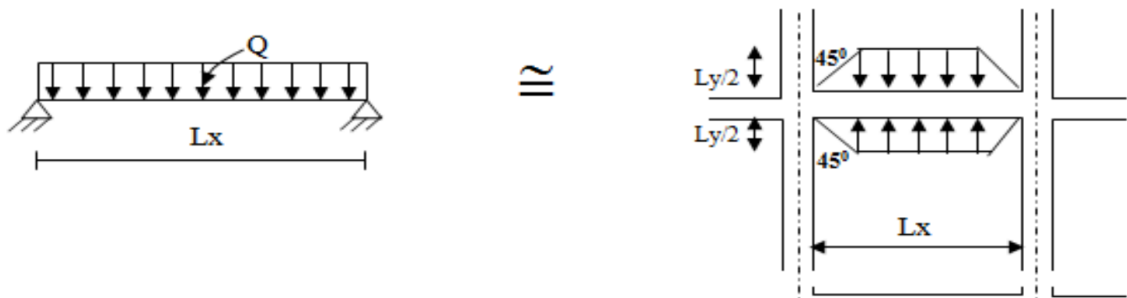
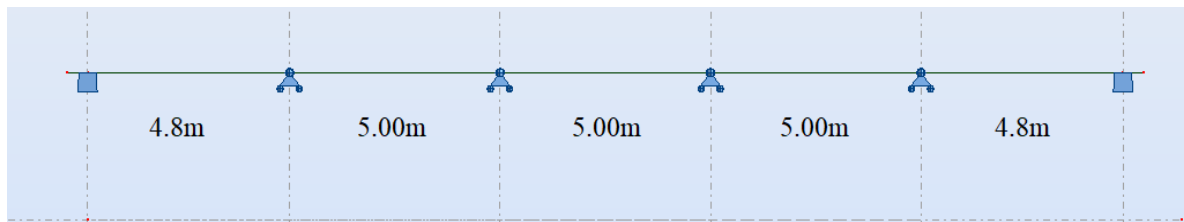


Figure VIII-4: Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures

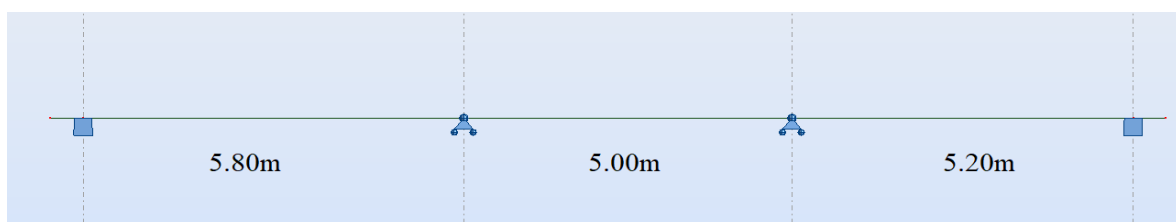
$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{q_u \cdot l_x}{2}$$

Avec P : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

➤ $\begin{cases} q_u = 179.2 \text{ (KN/m)} \\ q_{ser} = 131 \text{ (KN/m)} \end{cases}$

VIII-7- 1-Calcul des sollicitations :➤ **Sens (x-x):****Figure VIII-5:** Schéma statique de la nervure sens (x-x).**Tableau VIII-10:** Sollicitation sur les nervures sens (x-x).

L(m)	4.80	5.00	5.00	5.00	4.8
P(KN/m)=>ELU	430.08	448	448	448	430.08
P(KN/m) =>ELS	314.4	327.5	327.5	327.5	314.4

➤ **Sens (y-y):****Figure VIII-6:** Schéma statique de la nervure sens (y-y).**Tableau VIII-11:** Sollicitation sur les nervures sens (y-y).

L(m)	5.80	5.00	5.20
P(KN/m)=>ELU	592.43	448	484.56
P(KN/m)=>ELS	433.09	327.5	354.22

VIII-7- 2-Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2014.

➤ A L'ELU:

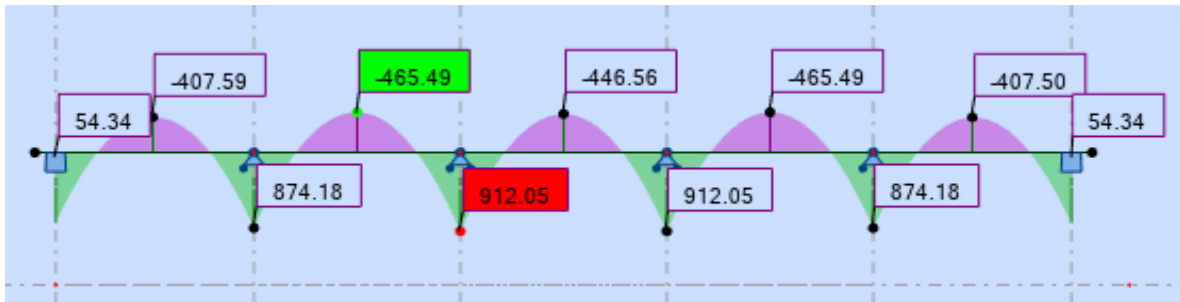


Figure VIII-7: Diagramme des moments fléchissant(x-x).

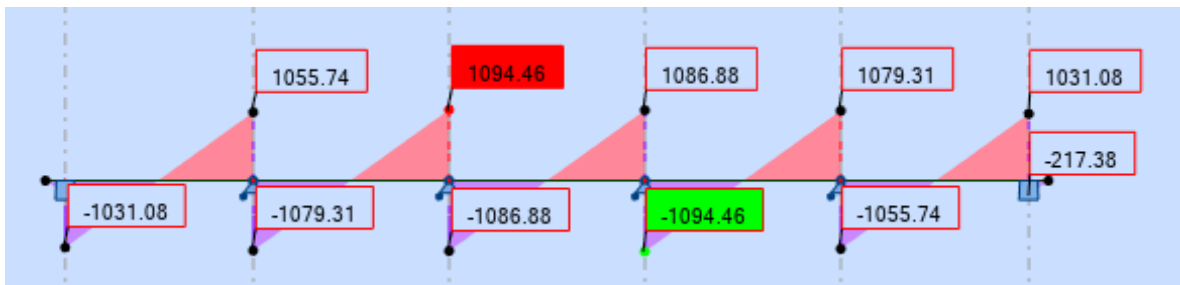


Figure VIII-8: Diagramme des moments fléchissant (y-y).

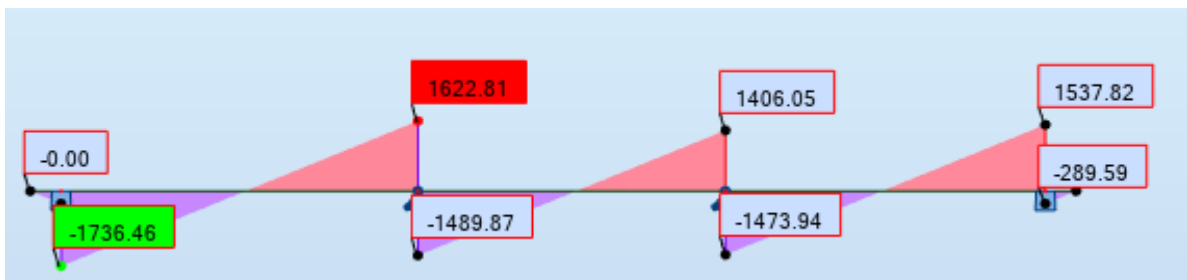


Figure VIII-9: Diagramme des efforts tranchant (y-y).

➤ ELS:

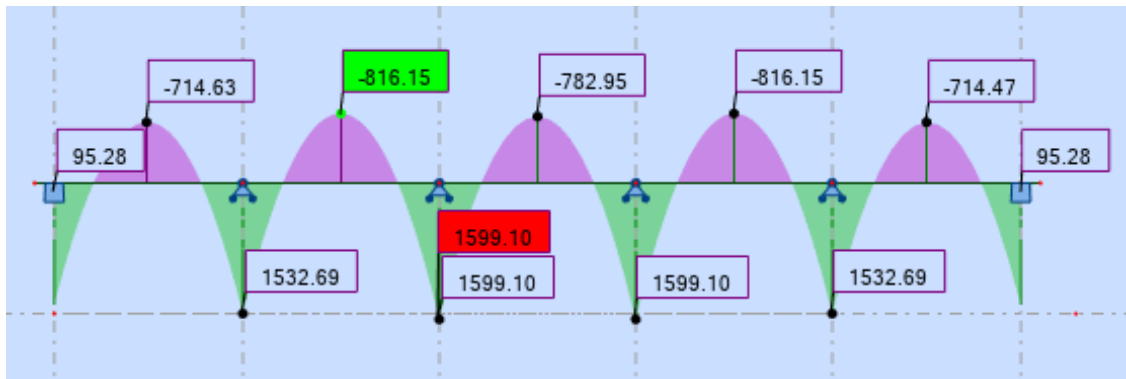


Figure VIII-10: Diagramme des moments fléchissant(x-x).

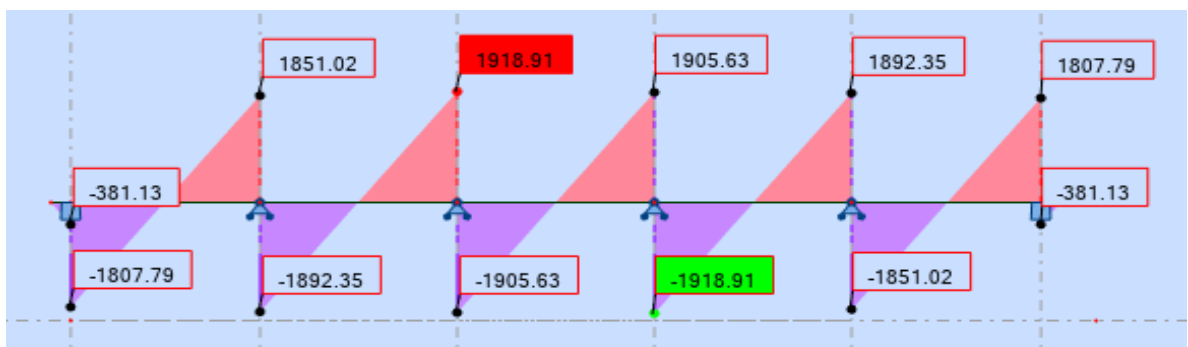


Figure VIII-11: Diagramme des efforts tranchant(x-x).

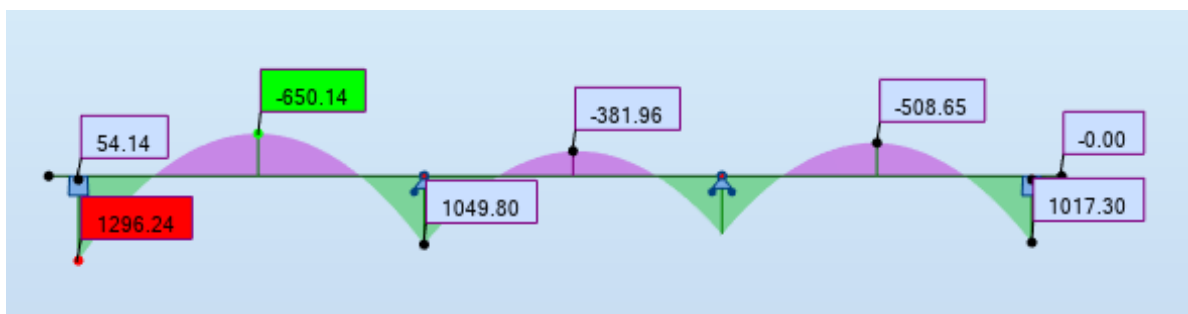


Figure VIII-12: Diagramme des moments fléchissant (y-y).

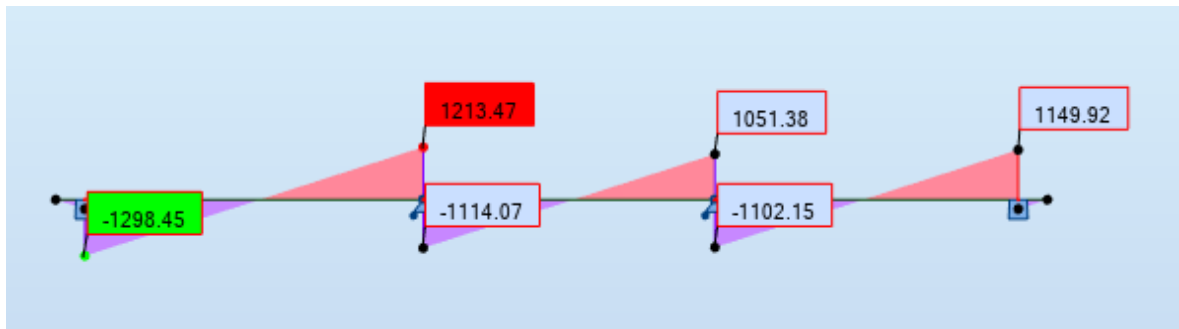


Figure VIII-13: Diagramme des efforts tranchant (y-y).

VIII-7- 3-Calcul du ferrailage :

- **L'enrobage:**

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{90}{10} = 9\text{cm} \dots \dots \dots (\text{BAEL91. A.7.2.1})$$

$$C \geq 2 + \frac{6}{2} = 4.25\text{cm}$$

Donc on adopte : $C = 5 \text{ cm} \Rightarrow d = 90 - 5 = 85 \text{ cm}$; $b = 75\text{cm}$

- **Calcul des armatures longitudinales:**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 14.2\text{Mpa} \\ \sigma_b = 15\text{Mpa} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_s = 348\text{Mpa} \\ \sigma_s = 201.63\text{Mpa} \end{cases}$$

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

$$A_{\min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52\text{cm}^2$$

2. Le pourcentage minimal armature: BAEL91 (Article B.6.4)

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times h \times b = 5.4\text{cm}^2$$

3. Section minimale de RPA 2003:

$$A_{RPA} = 0.5\% \times h \times b = 27\text{cm}^2$$

➤ **ELU:**

Tableau VIII-12: Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N ×m)	912.05	465.49	1733.51	868.45
μ	0.148	0.076	0.282	0.141
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
As' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.201	0.099	0.425	0.191
β	0.92	0.96	0.83	0.92
σ_s (Mpa)	348			
A _s (cm ² /ml)	33.51	16.39	70.60	31.91
A _s min (cm ² /ml)	27			
Choix des barres/ml	8HA25	6HA20	8HA32+4HA25	4HA20+4HA20
A _S corres (cm ² /ml)	39.27	18.85	83.97	32.2

➤ **ELS:**

Tableau VIII-13: Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELS

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N ×m)	1599.10	816.15	1296.24	650.14
μ	0.246	0.125	0.199	0.1
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
As' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.359	0.167	0.280	0.132
β	0.856	0.933	0.888	0.947
σ_s (Mpa)	201.63			
A _s (cm ² /ml)	108.25	51.04	85.17	40.05

$A_s \text{ min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	27			
Choix des barres/ml	6HA32+	4HA32+	4HA40+	4HA32+
	6HA40	4HA25	4HA32	4HA25
$A_{\text{scorres}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	123.65	51.81	92.44	51.81

- **Vérification de la Contrainte de Cisaillement: BAEL91 (Article A.5.1)**

$$V_u^{\text{max}} = 1736.46 \text{KN}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$ pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{\times 10^3}{\times} = 3.40 \text{Mpa} > \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Selon BAEL le calcul des armatures transversales est nécessaires

- **Armatures minimales:**

➤ Armatures transversales minimales:

$$\phi \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right) \Rightarrow \text{On prend } \phi = 10 \text{mm}$$

➤ Armatures transversales minimales:

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b_t \Rightarrow A_t = 0.003 \cdot 20 \cdot 60 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures transversales:

$$\text{En zone nodale : } S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) \Rightarrow S_t = \min \left(\frac{90}{4}; 12(10) \right) \Rightarrow S_t = 15 \text{cm}$$

$$\text{En zone courante: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{cm}$$

VIII-8-Schémas de ferrailage :

➤ Radier:

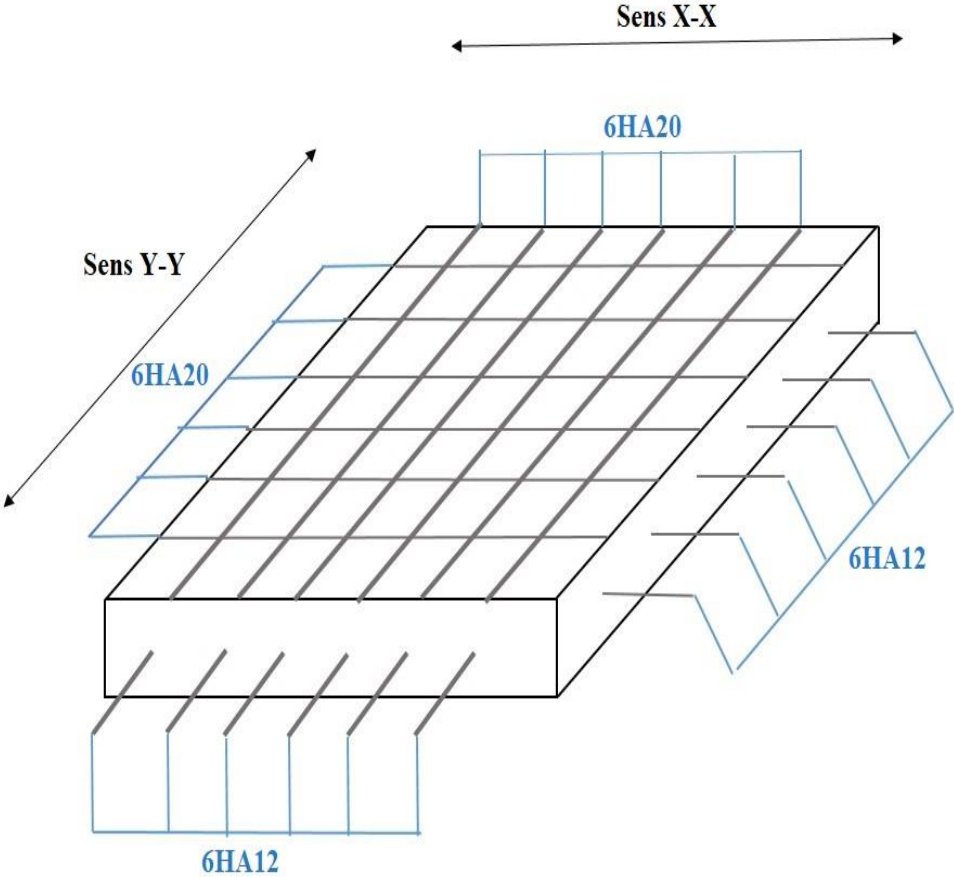


Figure VIII-14: Ferrailage de radier.

➤ Nervures:

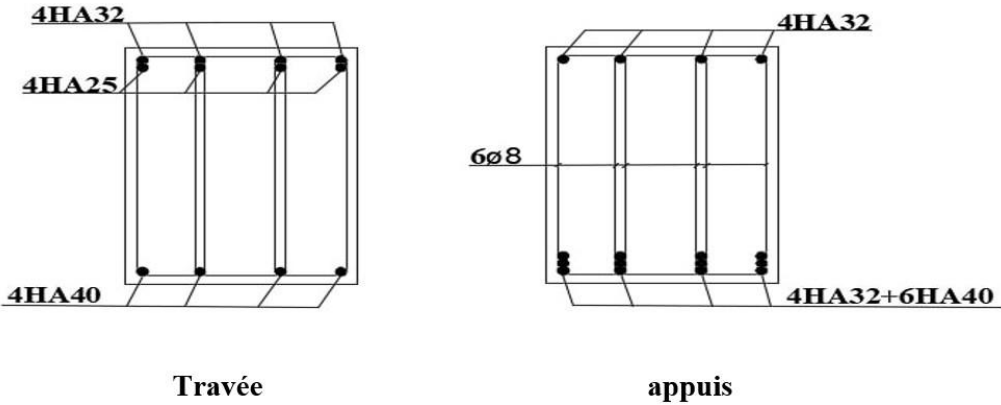


Figure VIII-15: Schéma de ferrailage de nervure sens X-X.

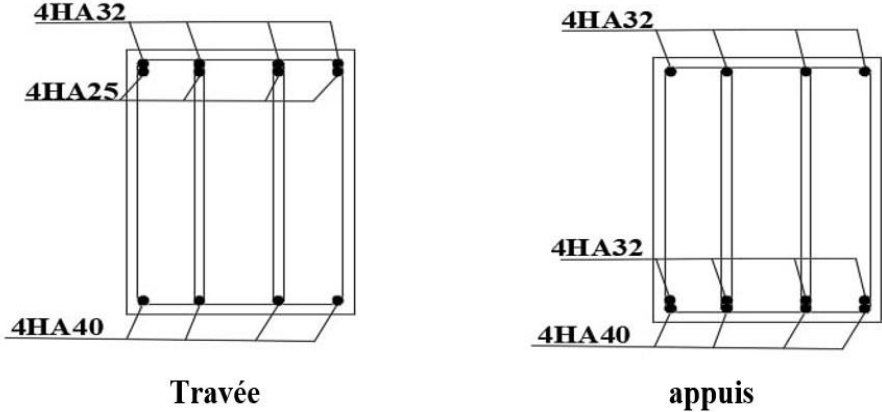


Figure VIII-16: Schéma de ferrailage de nervure sens Y-Y

Conclusion

générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a donné l'occasion de mettre en pratique nos connaissances théoriques en ingénierie pour analyser et étudier un véritable projet de construction. Nous avons appris l'importance cruciale de l'analyse approfondie d'une structure avant de procéder à ses calculs. En effet, cette étape permet une conception parasismique efficace tout en optimisant les coûts.

Dans les zones sismiques, la conception d'un bâtiment commence par l'aspect architectural, en prenant en compte sa fonctionnalité spécifique. Ensuite, on s'attache rapidement à déterminer la disposition optimale des éléments de contreventement pour assurer la stabilité et la résistance aux séismes.

Ce projet nous a également initiés à l'utilisation des outils informatiques pour l'analyse et le calcul des structures. Nous avons constaté que cette approche est très bénéfique en termes de temps et d'efforts, à condition de bien maîtriser à la fois les concepts fondamentaux de l'ingénierie et le logiciel utilisé.

En somme, cette expérience nous a permis de comprendre concrètement les défis et les exigences du domaine du génie civil, tout en nous donnant une première immersion dans l'utilisation des technologies informatiques pour la conception et l'analyse des structures