

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Kheider-Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et
d'Hydraulique
Référence :...../ 2022

جامعة محمد خيضر- بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع:...../ 2022



Mémoire de Master
Spécialité : GENIE CIVIL
Option : STRUCTURES

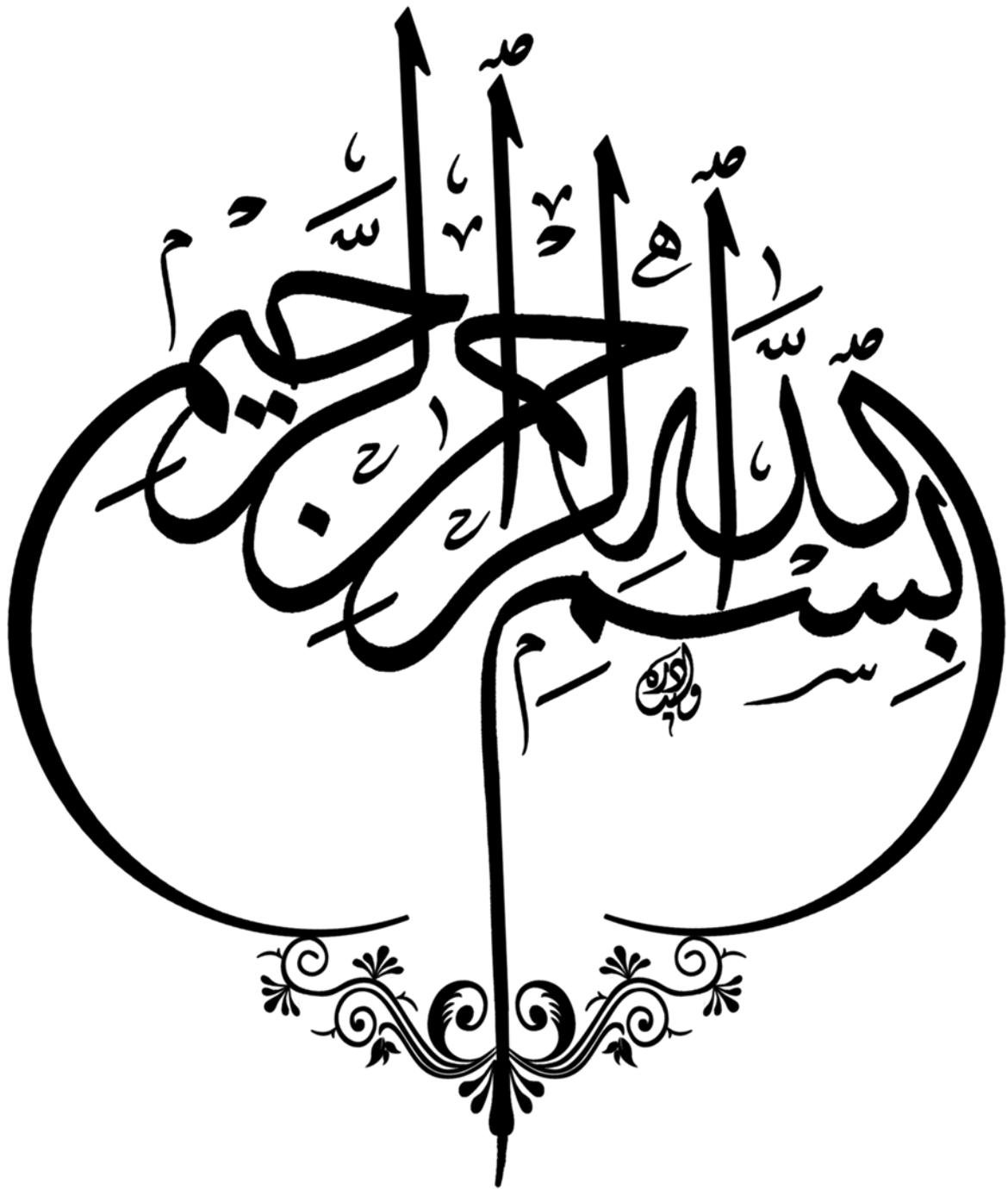
Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+9) à usage
d'habitation avec contreventement mixte
(Portique + Voile) implanté à Biskra**

Etudiant :
Nouar Kherkhachi Saif Eddine

Encadreur :
Mr. Zine Ali

Promotion: Juin 2022



Résumé :

Ce mémoire de master présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitations constitué d'un RDC et 9 étages, il sera implanté dans la wilaya de Biskra, classée en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

En utilisant les règlements de calcul des structures en béton armé (RPA 99 V.2003 et B.A.E.L91 modifié 99), cette étude commence par la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges verticales, et le calcul des porteurs secondaires (poutrelles de planchers, balcons, escaliers, acrotère).

Ensuite, on a effectué simultanément une étude dynamique de la structure et une étude statique avec le logiciel « Robot Structural Analysis », afin de déterminer les propriétés dynamiques de la structure, les forces sismiques, les différentes sollicitations dues aux actions diverse (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques), et les déplacements. Enfin, nous avons terminé notre travail avec une conception et dimensionnement du système des fondations de type radier général nervuré. Une conclusion générale et une liste des principales références bibliographiques ont été données à la fin.

الملخص:

يقدم مشروع ماستر دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي + تسعة طوابق سكنية الذي سيقع في ولاية بسكرة المصنفة ضمن المناطق ضعيفة القوى الزلزالية تبعا لنظام الجزائري (RPA version 2003)

استخدام قواعد الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة تبعا للنظام الجزائري (RPA99version 2003 وBAEL 91)

تبدأ هذه الدراسة بوصف العام للمشروع بعرض تقديمي لخصائص المواد ثم الإبعاد المسبقة للهيكل ونزول الأحمال وحساب العناصر الأساسية من أعمدة، روافد، جدران والثانية من روافد، شرفات، سلالم , والأرضيات.

ثم تم إجراء دراسة ديناميكية للهيكل باستخدام برنامج الروبوت، من اجل تحديد الخصائص الديناميكية للهيكل ز الضغوط المختلفة بسبب الإجراءات المختلفة (لأحمال الدائمة والتشغيل والحمل الزلزالي) وسنهي هذا العمل بدراسة البنية التحتية وفي النهاية تم التوصل الى استنتاج عام وقائمة المراجع البيبليوغرافية الرئيسية.

Remerciements :

- ♣ Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

- ♣ Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur "Mr. Zine Ali" pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

- ♣ Nous tenons à remercier "Mr. Meghezzi Larafi Ismail "

- ♣ Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

- ♣ Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner notre mémoire.

- ♣ Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté l'aide et l'encouragement, Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicace :

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination, après cinq ans d'étude et d'assiduité et en fin de ce cycle et le commencement d'un nouveau départ, ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail. Je dédie ce modeste travail a :

Ma très chère et douce maman, Mon très chère merveilleux papa, qui m'ont encouragé durant toutes mes études c'est grâce à eux si je suis arrivée à ce résultat et à qui je m'adresse à ALLAH les vœux les plus ardents pour la conservation de leur santé et de leur vie.

Mes chères frères et sœurs : Tarek, Abd Eldjabar, Zineb, Amel, Oussama, Ziad, Riad.

Sans oublier les petits de la famille : Siline, Amine, Zahra.

Toutes mes très chères amies : Nasr eddine, Ahmed, Djaber et avec lesquelles j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur, Sans oublier toute la promotion de structure 2021/2022.

Que toute personne m'ait aidé de près ou de loin, trouve ici
L'expression de ma reconnaissance.

Sommaire

Introduction générale	16
-----------------------------	----

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

I. 1. Introduction.....	18
I. 2. Présentation de l'ouvrage.....	18
I. 3. caractéristiques géométriques du bâtiment.....	18
I. 4. Données du site	19
I. 5. Hypothèse de calcul	19
I. 6. Règles et les normes de calcul	19
I. 7. Conception de la structure du bâtiment.....	19
I. 8. Les charges.....	20
I. 9. Caractéristique mécaniques des matériaux	21
I. 10. Conclusion.....	27

Chapitre II: Pré dimensionnement et descente des charges

II. 1. Introduction.....	29
II. 2. pré dimensionnement des éléments secondaires.....	29
II. 2.1. pré dimensionnement des planches	29
II. 2.2. les balcons.....	31
II. 2.3. les escaliers	32
II. 2.4. l'acrotère	33
II. 3. pré-dimensionnement des éléments principaux	36
II. 3.1. pré dimensionnement des poteaux.....	36
II. 3.2. Poutre longitudinales (principale).....	37
II. 3.3. Poutre transversale (secondaire).....	38
II. 3.4. pré dimensionnement des voiles.....	39
II. 4. conclusion	40
II. 5. descente des charges.....	41
II. 5.1. introduction.....	41
II. 5.2. Évaluation de charges appliquées.....	41
II. 5.2.1. Plancher terrasse inaccessible.....	41
II. 5.2.2. Plancher étage courant.....	42
II. 5.2.3 Balcon (Dalles pleine).....	43
II. 5.2.4. L'acrotère.....	43
II. 5.2.5. Les escaliers.....	43
II. 5.2.6. Murs extérieures en maçonnerie.....	44
II. 6. Descente des charges.....	45
II. 6.1. Loi De Dégression.....	45
II. 6.2. Descente des charges sur les poteaux.....	45
II. 6.3. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (G-2)	45

II. 6.4. vérification de la section du poteau (G-2).....	48
II. 6.5 Descente des charges sur le poteau de rive (G-1).....	52
II. 6.6. vérification de la section du poteau (G1).....	56
II. 7. Conclusion.....	60

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	62
III.2. Etude de l'acrotère	62
III.2.1. Introduction.....	62
III.2.2. Evaluation des charges	63
III.2.3.calcul des sollicitations	63
III.2.4.combinaison d'action	63
III.2.5. Détermination de ferrailage	64
III.2.6. Vérification	65
III.3. Les balcons	69
III.3.1.introduction.....	69
III.3.2. balcon sur un seul appui	69
III. 3.2.1.méthode de calcul.....	70
III. 3.2.2. Evaluation des charges.....	70
III. 3.2.3. calcul des sollicitations.....	71
III. 3.2.4. Combinaison d'action	71
III. 3.2.5. Calcul de ferrailage à EL.U	71
III. 3.2.6. vérification.....	72
III. 3.3.balcon appuyé sur deux côtés.....	75
III. 3.2.1.méthode de calcul.....	75
III. 3.2.2. Evaluation des charges.....	75
III. 3.2.3. Calcul de ferrailage	76
III. 3.2.4. vérification	76
III.4. l'escalier	79
III.4.1.introduction.....	79
III.4.2. Les charges appliquées.....	79
III.4.3. Combinaisons d'action.....	79
III.4.4. La charge équivalente.....	79
III.4.5. Calcul du ferrailage à l'E.L.U	80
III.4.6. Vérification	80
III.5. La poutre palière	86
III.5.1. pré-dimensionnement	86
III.5.2. Évaluation des charges	87
III.5.3. Calcul de la poutre en flexion	87
III.5.4. Calcul du ferrailage à l'ELU	88
III.5.5. Vérification	89

Chapitre IV : Etudes des planchers

IV.1.introduction.....	95
IV.2.types des poutrelles.....	95
IV.3 : choix de la méthode de calcul	95
IV.3.1.Méthode forfaitaire.....	96
IV.3.1. 1.Principe de la méthode forfaitaire	96
IV.3.1.2. L'application des méthodes forfaitaires	97
IV.3.2. Méthode de Caquot minorée.....	97
IV.3.2.1. Principe de calcul par la méthode de Caquot minorée.....	97
IV.3.3. Calcul du Ferrailage	118
IV.3.4. Vérification	119

Chapitre V: Etude dynamique (séisme et vent)

V.1. Etude sismique

V.1.1. Introduction.....	125
V.1.2. Méthode de calcul RPA99.....	125
V.1.3. Classification de l'ouvrage	126
V.1.4. Méthode d'analyse modale spectrale	126
V.1.5 : Estimation de la période fondamentale de la structure	128
V.1.6 : Nombre de modes à considérer	129
V.1.7. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et interprétations..	129
V.1.8. Effort tranchant de la base : logiciel robot	133
V.1.9. Calcul des actions sismiques selon Méthode Statique Equivalente	134
V.1.10.Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure	138
V.1.11. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	139
V.1.12.Vérification des déplacements.....	141
V.1.13.Vérification vis-à-vis De L'effet P- Δ :.....	143
V.1.14.Vérification au Renversement.....	144
V.1.15.Conclusion.....	145

V.2 Etude au vent

V.2.1. Introduction	145
V.2.2. Domaine d'application du règlement neige et vent (RNV 99).....	146
V.2.3. Application des RNV 99 sur le bâtiment étudié	146
V.2.3.1. Détermination du coefficient dynamique Cd	147
V.2.3.2 .Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}	147
V.2.3.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	150
V.2.3.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	153
V.2.3.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p	153
V.2.3.6. Détermination de la pression de vent	154
V.2.3.7 Détermination des forces de frottement	155

V.2.3.8. Détermination de la force résultante	156
V.3.Conclusion.....	157

VI. Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 .Introduction.....	159
VI.2.Les combinaisons d'actions.....	159
VI.3. Ferrailage des poteaux	160
VI.4.Ferrailage des poutres	171
VI.4.1. Les poutres principales	172
VI.4.2. Les poutres secondaires	176
VI.5. Ferrailage de voile plein	180

VII. Etude de l'infrastructure

VII.1. PRESENTATION DE RAPPORT DU SOL	190
VII.2.introduction.....	191
VII.3. Définition.....	191
VII.4. Le choix de type de fondation	192
VII.5. Calcul du radier général	192
VII.6. Vérifications.....	195
VII.7. Caractéristiques géométriques du radier	197
VII.8.Ferrailage du radier	200
VII.9.Etude de débord du radier	203
VII.10. Les sollicitations sur les nervures	205
VII.11. Calcul du ferrailage	208
Conclusion générale.....	214
Biographique.....	216

Liste de figure

CHAPITRE I

Figure I.1 : Le plan de situation.....	18
Figure I.2 : Diagramme déformation –contrainte d béton	22
Figure I.3 : diagramme de la contrainte limite du béton compression.....	23
Figure I.4 : diagramme (contrainte –déformations) de l’acier.....	24

CHAPITRE II

Figure II.1 : plancher a corps creux.....	29
Figure II.2 : schéma de calcul.....	29
Figure II.3 : schéma des plancher corps.....	31
Figure II.4 : schéma de types des dalles pleines.....	31
Figure II.5 : les éléments constituant un escalier.....	32
Figure II.6. : Dimension d’escalier.....	34
Figure II.7 : Schéma statique d’escalier.....	35
Figure II.8 : schéma d’acrotère.....	35
Figure II.9 : coffrage des poteaux.....	36
Figure II.10 : pré dimensionnement des poutres principales.....	38
Figure II.11 : pré dimensionnement des poutres secondaires.....	39
Figure II.12 : coupe de voile en élévation.....	40
Figure II.13 : plancher terrasse	41
Figure II.14 : plancher étage courant	42
Figure II.15 : coupe de mur extérieur.....	44
Figure II.16 : Coupe verticale d’un mur extérieur.....	44
Figure II.17 : Surface afférente poteau (G-2).....	45
Figure II.18 : Surface afférente poteau (G-1).....	52

CHAPITRE III

Figure III.1 : caractéristiques géométriques de l’acrotère.....	62
Figure III.2 : Les sollicitations sur l’acrotère.....	63
Figure III.3 : section de calcul de l’acrotère.....	64
Figure III. 4: ferrailage du l’acrotère.....	69
Figure III.5 : Balcon sur une cote.....	69
Figure III.6 : schéma statique d’un balcon sur un seul appui.....	70
Figure III.7 : schéma de ferrailage des balcons étage courant et terrasse.....	74
Figure III.8 : balcon sur deux cotés.....	75
Figure III.9 : ferrailage de balcon terrasse et courant.....	78
Figure III.11 : schéma des charges équivalentes L’ ELU.....	79
Figure III.12 : ferrailage d’escalier.....	86
Figure III.13. Schéma statique de la poutre palière.....	87
Figure III.14 : Schéma de la poutre palière à la torsion.....	91
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	93

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Schéma de ferrailage de la nervure.....	122
Figure IV.2: Ferrailage de la dalle mince (Treillis soudée).....	123

CHAPITRE V

Figure V.1.1 : Disposition des voiles (1 ^{er} variante).....	130
Figure V.1.2 : Disposition des voiles (2 ^{ème} variante).....	131
Figure V. 1.4 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (3 ^{ème} variante).....	132
Figure V. 1.5 : deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (3 ^{ème} variante).....	132
Figure V.1. 6 :troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (3 ^{ème} variante).....	133
Figure V.2.1 : Action de vent.....	147
Figure V.2.2 : Répartition de la pression dynamique.....	150
Figure V.2.3 : Vue en plan et en élévation cas ou $e < d$	151
Figure V.2.4 : Distribution de la pression extérieure (sens-X).....	151
Figure V.2.5 : Vue en plan et en élévation cas ou $e < d$. sens Y.....	152
Figure V.2.6 : Distribution de la pression extérieure (sens-y).....	152
Figure V.2.8: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.....	153

CHAPITRE VI

Figure VI.3 : schéma de poteaux.....	162
Figure VI.4 : schéma de poteaux.....	167
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	170
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	175
Figure VI.7 : Schéma de Ferrailage des poutres secondaires.....	179
Figure VI.9 : Disposition des armatures verticales dans les voile.....	181
Figure VI.10 : Organigramme de flexion composée.....	183
Figure VI.11 : Les contraintes dans le voile.....	186
Figure VI.12: Coupe de ferrailage du voile.....	188

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : Schéma du Radier.....	192
Figure VII.4 : réaction de sol à l'ELU.....	197
Figure VII.5 : réaction de sol à l'ELS.....	198
Figure VII.6 : réaction de sol à $(0.8G \pm E)$	199
Figure VII.7 : réaction de sol à $(G+Q \pm E)$	199
Figure VII.8 : Schéma de débord.....	204
Figure VII.9 : Schéma statique et sollicitations du débord.....	204
Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissant(x-x).....	206
Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchant(x-x).....	206
Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant (y-y).....	206
Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchant (y-y).....	206
Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant(x x).....	207
Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchant (x-x).....	207
Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant (y-y).....	207
Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchant (y-y).....	207
Figure VII.18 : Ferrailage des nervures (sens x-x).....	210

Figure VII.19: Ferrailage des nervures (sens y-y).....	211
Figure VII.20 : Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures(x-x) (y-y).....	211
Figure VII.21 : La Dalle du Radier avec des nervures (x-x). (y-y).....	212

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.2: Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier f_e	24
Tableau I.3: Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	26

CHAPITRE II

Tableau II.1 : pré dimensionnement des éléments structuraux.....	40
Tableau II.2 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux terrasse.....	41
Tableau II.3 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage.....	42
Tableau II.4 : Charges du Balcon terrasse (Dalle pleine).....	42
Tableau II.5 : Charges du Balcon étage (Dalle pleine).....	43
Tableau II.6 : charge permanente du palier.....	43
Tableau II.7 : charge permanente du paillasse.....	44
Tableau II.8 : Évaluation des charges pour les murs à double cloison.....	44
Tableau II.9 : Descente de charge du poteau intermédiaire.....	46
Tableau II.10 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	50
Tableau II. 11 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	50
Tableau II.10 : Descente de charge du poteau de rive.....	53
Tableau II.11 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	57
Tableau II. 12 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	58
Tableau II. 13 : Résumé du pré dimensionnement des éléments.....	60

CHAPITRE III

Tableau III.1 : ferrailage de l'acrotère.....	65
Tableau III.2 : effort interne dans balcon ELU et ELS.....	71
Tableau III.3 : section de ferrailage de balcon.....	72
Tableau III.4: ferrailage de balcon.....	72
Tableau III.5: vérification de la contrainte.....	72
Tableau III.6 : section d'armature.....	76
Tableau III.7 : ferrailage de balcon.....	76
Tableau III.8 : vérification des contraintes.....	77
Tableau III.9 : effort interne dans l'escalier.....	80
Tableau III.10 : Le ferrailage de l'escalier.....	81
Tableau III.11 : vérification de la contrainte.....	81
Tableau III.12: Effort interne dans poutre palier.....	88
Tableau III.13: Le ferrailage de poutre palier.....	89
Tableau III.14: Vérification de la contrainte.....	90

CHAPITRE IV

Tableau IV.1: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher terrasse type 1.....	115
Tableau IV.2: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher terrasse type 2.....	115

Tableau IV.3: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher terrasse type 3.....	116
Tableau IV.4: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher courant type 1.....	116
Tableau IV.5: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher courant type 2.....	117
Tableau IV.6: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher courant type 3.....	117
Tableau IV.7 : tableau récapitulatif du ferrailage	120

CHAPITRE V

Tableau IV.1.1 : condition de choisir la période de calcul.....	129
Tableau IV.1.2 : Périodes massique du modèle (1 ^{er} variante).....	130
Tableau IV.1.3 : Périodes massique du modèle (2 ^{ème} variante).....	131
Tableau IV.1.4 : coefficient d'accélération de zone A.....	134
Tableau IV.1.5 : tableau valeurs de $\xi(\%)$	135
Tableau IV.1.6: tableau valeurs de P_q	136
Tableau IV.1.7:le poids de la structure.....	137
Tableau IV.1.8:Résumé de résultat.....	137
Tableau .V.1.9: Caractéristiques Massique de la Structure.....	139
Tableau .V.1.10: L'excentricité Accidentelle des Etages.....	139
Tableau IV.1.11: Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (X-X) au niveau de chaque étage.....	140
Tableau .V.1.12: Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (Y-Y) au niveau de chaque étage.....	141
Tableau .V.1.13 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (XX).....	142
Tableau .V.1.14 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (YY).....	142
Tableau .V.1.15: Vérification a L'effet (P- Δ) sens longitudinal.....	143
Tableau .V.1.16: Vérification a L'effet (P- Δ) Sens Transversal.....	143
Tableau .V.1.18: Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens(XX).....	144
Tableau .V.1.19: Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens(YY).....	145
Tableau V.2.1 : répartition de la pression dynamique.....	149
Tableau V.2.2 Valeurs du Coefficient de la pression extérieure C_{pe} (sens-X).....	151
Tableau V.2.3 : Valeurs du Coefficient de la pression extérieure C_{pe} (sens-Y).....	152
Tableau V.2.4: Coefficients de pression extérieure des toitures plates.....	153
Tableau V.2.5 : Coefficient de pression de vent avec $C_{pi}=0.8$	154
Tableau V.2.6 : Coefficient de pression de vent avec $C_{pi}=-0.5$	154
Tableau V.2.7 : Coefficient de pression de vent transversale avec $C_{pi}=0.8$	155
Tableau V.2.8 : Coefficient de pression de vent transversale avec $C_{pi}=-0.5$	155
Tableau V.2.9 : Résultats de la force résultante.....	157
Tableau V.3 : Résultats des efforts.....	157

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Coefficients de sécurité et Caractéristiques.....	160
Tableau VI.2 : résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	162
Tableau VI.3 : Les vérifications des sections.....	166

Tableau VI.4 : choix des sections d'armature.....	170
Tableau VI.5 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque.....	172
Tableau VI.6 : Le choix des sections d'armature.....	173
Tableau VI.7 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	176
Tableau VI.8 : Les choisit des sections.....	178
Tableau VI.9 : les résultats des efforts.....	184
Tableau VI.10 : Armatures des voiles.....	187

CHAPITRE VII

Tableau VII.1 : vérification des contraintes à l'ELU.....	198
Tableau VII.2: vérification des contraintes à l'ELS.....	198
Tableau VII.3: vérification des contraintes à $0.8G \pm E$	199
Tableau VII.4 : vérification des contraintes à $G+Q \pm E$	200
Tableau VII.5 : Résultats de Méthodes de calcul.....	200
Tableau VII.6 : réaction du sol sous le radier.....	200
Tableau VII.7 : Ferrailage de radier à l'ELU.....	202
Tableau VII.8 : Ferrailage de radier à l'ELS.....	203
Tableau VII.9: Ferrailage de débords.....	205
Tableau VII.10 : Ferrailage de nervure sens (x-x) à l'ELU.....	208
Tableau VII.11: Ferrailage de nervure sens (y-y) à l'ELU.....	208
Tableau VII.14 : Tableau récapitulatif des résultats sens (x-x).....	209
Tableau VII.15 : Tableau récapitulatif des résultats sens (y-y).....	209

Introduction générale :

Introduction générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents Tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies (depuis l'an 1980), ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir car ces dernières doivent être dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes sollicitations notamment l'effet sismique.

Le sujet de notre projet est un bâtiment qui se compose d'un rez-de-chaussée et neuf étages identiques, tous à usage d'habitations collectives.

Ce bâtiment est situé dans la commune de Biskra, classée en zone sismique I. Notre étude a pour objectifs de concevoir et dimensionner la structure porteuse principale composée d'éléments en béton armé ; ce sont des poteaux, des poutres et des voiles rigides de contreventement. En outre, nous voulons concevoir et dimensionner les éléments porteurs secondaires des planchers, escaliers et acrotère. Enfin, nous visons la conception et le dimensionnement du système de fondations.

Nous devons respecter les exigences fondamentales prescrites dans la réglementation technique en vigueur en Algérie pour la conception des structures en béton armé ; il s'agit d'appliquer les règles CBA 93 (équivalentes aux règles françaises BAEL 91) et les règles parasismiques RPA 2003. Ces exigences de conception et dimensionnement portent sur l'assurance des critères de sécurité (ou Etats Limites Ultimes - ELU), d'aptitude au service et durabilité (ou Etats Limites de Service - ELS).

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

Chapitre I :

Les définitions et les hypothèses de calculs

I.1: Introduction:

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2.Le plan de situation :



Figure.I.1.Le plan de situation

I.3. Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des matériaux :

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage d'habitation de (R+9) contreventé par portiques et voiles. Le bâtiment sera implanté à la périphérie de la wilaya Biskra, classée par le règlement parasismique Algérienne R.P.A99 "Version 2003" comme une zone de faible sismicité "zone I" dont le groupe d'usage est deux (2).

I.3.1 : Les caractéristiques géométriques du bâtiment :

En plan :

- ✓ Largeur de bâtiment16,30 m
- ✓ Longueur de bâtiment..... 27,04 m

En élévation :

- ✓ Hauteur de RDC 3,06 m
- ✓ Hauteur d'étage courant 3,06 m
- ✓ Hauteur d'acrotère 0,60 m
- ✓ Hauteur totale (sans acrotère) 30,60 m

I.4. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans la Wilaya de Biskra dont une zone de sismicité (zone I) selon le classement de RPA99/Version 2003.
- Le bâtiment est à usage d'habitation appartient au groupe d'usage 2. ($H_t < 48$ m).
- Le site est considéré comme un site meuble (S3) selon l'étude de sol.

I.5. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✚ La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✚ La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- ✚ Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818,865$ MPa.
- ✚ Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ MPa.
- ✚ Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa pour les armatures longitudinales, alors que pour les armatures transversales : $f_e = 215$ MPa.

I.6. Règles et les normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA99/ Version 2003)
- Les règles BAEL 91 (béton armé aux états limites)
- Les règles de conception et de calcul de structures en béton armée (C.B.A93)
- Charge permanentes et charges d'exploitation (D.T.R B.C.2.2)

I.6. conception de la structure du bâtiment :

I.6.1. ossature :

Notre ouvrage est contreventé par un système mixte portiques et voiles avec interaction pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.6.2. plancher :

Nous avons adoptés pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- Nécessité peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonétique.

I.6.3. Les poutres :

Sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé :

- Les poutres transversales (poutres secondaires).
- Les poutres longitudinales (poutres principales).

I.6.4. les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé .leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et charges ramenée par les poutres et ensuite les transmettre à la fondation.

I.6.5. l'escalier :

Les escaliers aux différents étages sont des escaliers droits coulés sur place.

I.6.6. Les maçonneries :

Toute la maçonnerie sera constituée de brique creuse revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre.

Pour les murs extérieurs une paroi extrême de 15 cm d'épaisseur et une paroi interne de 10 cm d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de 5 cm d'épaisseur, pour les murs intérieurs, une cloison simple de 10 cm d'épaisseur.

I.6.7. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.
- Carrelage pour les plancher et les escaliers.

I.6.8. les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.6.9. Gaine de l'ascenseur :

Compte tenu de la hauteur de ce bâtiment, la conception de l'ascenseur est nécessaire pour faciliter la circulation entre les différents étages.

I.7. Les charge :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.8. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation, qu'il construire en béton armé c'est-à-dire le béton armée est un matériau principale utilise pour la réalisation de la structure.

I.8.1. Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde pour les réalisations des ouvrages de génie civil .Il est caractérisé essentiellement par une bonne résistance à la compression. Ses inconvénients résident dans sa mauvaise résistance à la traction ainsi que sa masse volumique relativement élevée. La structure du béton est composée de les granulats (sable et gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.8.1.1. Composition du béton :

La composition courante de 1m^3 de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800 L de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25\text{mm}$
- 175 L d'eau de gâchage.

I.8.1.2. La résistance caractéristique du béton:

➤ **A compression** : (f_{cj}) : C.B.A.93 [A-2-1-1-1].

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvette cylindriques ($\emptyset = 16\text{ cm}$; $h = 32\text{ cm}$). Les résistances à « j » jours des bétons, peuvent être évaluées par les formules approchées suivants :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{ MPa}$

La résistance caractéristique a la compression : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ (valeur minimale exigée)

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

Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{ MPa}$:

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

➤ **À traction** (f_{tj}) : C.B.A.93 [A.2.1.1.2].

La résistance caractéristique a la traction du béton j jours, notée f_{tj} . En pratique, les règlements fixent la valeur de f_{t28} à partir de f_{c28} en se référant à la relation : $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$

suivante

$$\begin{cases} f_t = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{Si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_j = 0.275(f_{cj})^{\frac{2}{3}} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

I.8.1.3. Déformation longitudinale du béton:

- **Déformation instantanées (E_{ij}) :** C.B.A [A.2.1.2.1,P7].

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

Les calcule sous charge de courte durée (< 24 jours).

$$E_{ij}=11000^3\sqrt[3]{f_{cj}}= 32164.2 \text{ MPa.}$$

- **Déformation différées (E_{ij}) :** C.B.A [A.2.1.2.2,P7].

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{ij}=3700^3\sqrt[3]{f_{cj}}=1.08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Pour le calcul sous charge de longue durée pour lesquelles l'effet de retrait (diminution de volume d'une pièce, due à l'évaporation de l'eau restée le béton et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

I.8.1.4. coefficient de poisson : BAEL91 (Article A.2.1, 3)

Le coefficient de POISSON est le rapport de la déformation relative transversale par la déformation relative longitudinale, il sera pris égal à :

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à (l'ELS).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à (l'ELU)

I.8.1.5. Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par la formule suivante :

$$G=E/ 2(1+\nu)$$

Avec

E : module de Young et **ν** : Coefficient de poisson

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

$$\text{ELU : } \nu=0 \text{ et } G= 0.5 \text{ E}$$

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

$$\text{ELS : } \nu=0.2 \text{ et } G= 0.42 \text{ E}$$

I.8.1.6. Diagramme déformations – contraintes de béton:

On distingue :

- Le diagramme (parabole – rectangle)
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudiée et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme [parabole - rectangle].

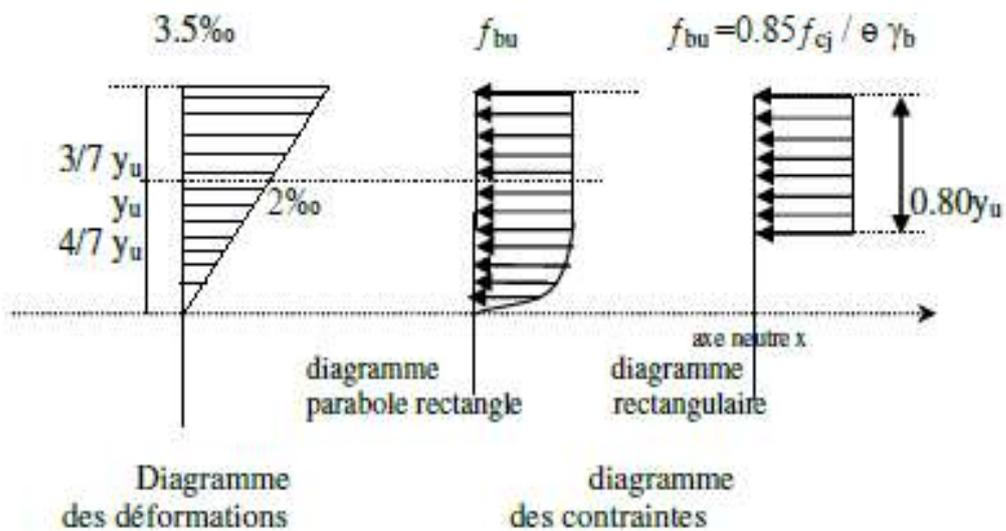


Figure I .2.: Diagramme déformation – contrainte de béton

Avec :

f_{c_j} : Résistance caractéristique du béton à j jours :

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : Contrainte de calcul

θ : Le coefficient θ prend les valeurs :

1 Pour une durée d'application >24h.

$\theta = 0,9$ Pour $1 \leq \text{durée} \leq 24$ h.

0,85 Si durée < 1 h.

I.8.1.7. les contraintes limites:

➤ La contrainte limite du béton en compression :

$f_{bu} = 14.17$ [MPa]. Déduire de la formule suivante : $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$ dans notre cas

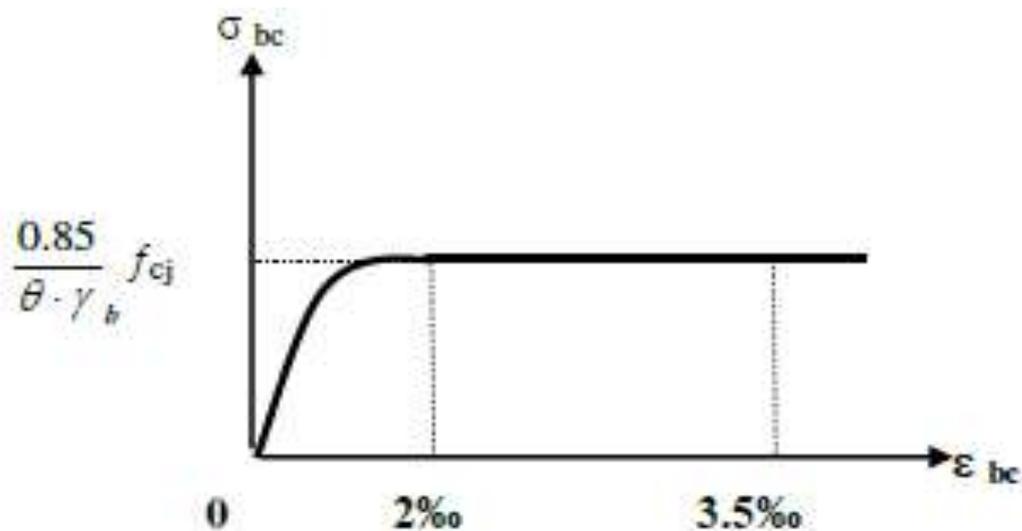


Figure I .3. diagramme de la contrainte limite du béton en

➤ **La contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par : $\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot 0,9d}$ (MPa)

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

La contrainte de compression du béton est égale à $\sigma_{bc} = 0,6f_{cj} = 15 \text{ MPa}$.

1) À l'ELU :

D'après le BAEL91 (Article A.4.3, 41)

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

θ : dépend de la durée d'application des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{Durée d'application des charges} > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,91 & 1 \text{ heure} \leq \text{Durée d'application} \leq 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,85 & \text{Durée d'application} < 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on prend θ égale à 1.

γ_s = coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

Le coefficient γ_b vaut : $\begin{cases} 1,5 & \text{Cas des sollicitations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Cas des situations accidentelles.} \end{cases}$

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

2) À l'ELS :

La contrainte limite de service de compression du béton notée $\bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_e$

Le comportement du béton est considéré comme linéaire élastique, donc le diagramme Contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée.

I.8.2. Aciers : (art.A.6.1.2.5.3, P.63, CBA93).

1) **Définition :**

L'acier est un alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton. On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les ronds lisses de nuance **FeE 235** pour les armatures transversales.
- Les barres hautes adhérence de nuance **FeE 400** pour les armatures longitudinales et transversales.
- Les treillis soudés, pour le hourdis des planchers à corps creux.

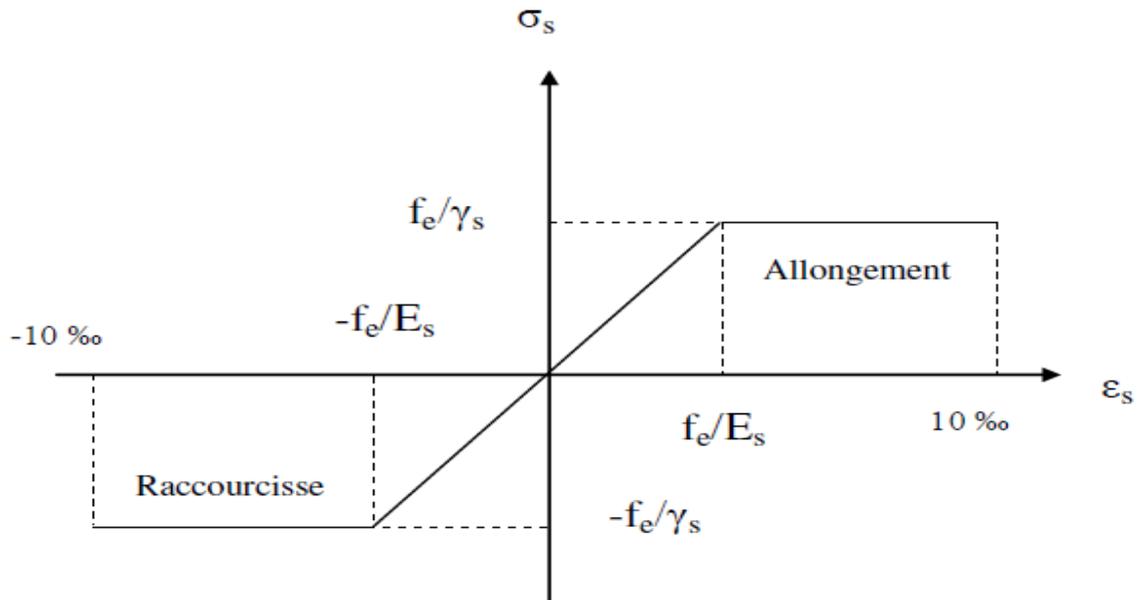


Figure I .4 : diagramme (contrainte –déformations) de l’acier.

Utilisé est schématisé ci-après (art, A.2.2.2, P9, CBA93).

f_e : désigne la limite élastique variant avec les différents types d'acier.
 ϵ_s : l'allongement limite (‰).

Caractéristiques mécaniques :

On notera qu’un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécanique des différents types d’acier, ce modèle étant fonction de la limite d’élasticité garantie f_e .

type	Nuance	fe (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE215	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	FeE235	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400	Emploi courant.
	FeE500	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE400	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE500	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau I.3 : Valeurs limites de la contrainte limite d’élasticité de l’acier f_e

I.8.2.1. Module d'élasticité de l'acier :

Sa valeur est donnée expérimentalement par l’essai de traction : $E=2.10^5$ MPa.

I.8.2.2. Contraintes limites :

- **Etat limite ultime** : C.B.A93 (Art : 2.2.2).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}; \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

Coefficient de sécurité γ_s : $\begin{cases} 1 & \text{Pour les situations accidentelles} \\ 1.15 & \text{Pour les autres cas.} \end{cases}$

- **Etat limite de service** :

Cas de fissuration peut préjudiciable : $\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 266.67 \text{ MPa}$

Cas de fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) = 201,6 \text{ MPa.}$

Avec : η coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour ronds lisses.} \\ 1,3 & \text{pour les aciers a haut adhérence (HA) de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ 1,6 & \text{pour acier HR de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \end{cases}$$

I.8.3. Etats limites : BAEL (A.4, P 55, B.A.E.L 91)

On distingue deux types d'états-limites pour le dimensionnement (armature et béton) :

- **états-limites ultimes (E.L.U)** :
 - De résistance.
 - De stabilité de forme.
- **états-limites de service (E.L.S)** : atteints :
 - par compression du béton.
 - Par ouverture des fissures.
 - Par déformation.

I.8.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

a) Etat limite ultime :

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

$$1,35 G + 1,5 Q.$$

b) Etat limite de service :

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

$$G + Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

G+Q+E		G : charge permanente
G+Q ± 1,2 E	avec	Q : charge d'exploitation
0,8 G+E		E : effort de séisme

I.9. Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés sont données dans le tableau suivant :

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	• Résistance caractéristique (f_{c28}) du béton.	25
	• Contrainte limite à l'ELU :	/
	• Situation durable	14.2
	• Situation accidentelle	18.5
	• Contrainte limite à l'ELS :	15
	• Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164.2
	• Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818.87
Acier	• Limite d'élasticité f_e	400
	• Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	• Contrainte à l'ELU :	/
	• Situation accidentelle	400
	• Situation courante	348
	• Contrainte à l'ELS :	/
	• Fissuration peu préjudiciable	400
	• Fissuration préjudiciable	201.63
	• Fissuration très préjudiciable	164.97

Tableau I.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Chapitre II:
Pré dimensionnement et
descente des charges

Chapitre II:

Pré dimensionnement et descente des charges :**II .1: introduction:**

Le pré-dimensionnement est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage. Les éléments structurales doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitent et pour cela le pré dimensionnement se fait selon les règles parasismique Algérienne (RPA99version 2003) et les normes techniques CBA 93 et BAEL 91 c'est ta dire les conditions de résistances et de flèche

La transmission des charges se fait comme suite :

Charges et surcharges → poutrelles et planchers → poutres → poteaux → fondations

II .2 - Pré dimensionnement des éléments secondaires:**II .2.1- le plancher:****a- Plancher à corps creux :**

Dans notre projet on a un plancher en corps creux qui est généralement une aire plane, destinée à limiter des étages est à supporter les revêtements, Dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement Par un faux plafond.

L'ensemble constitué de poutrelles supportant des dalles de faible surcharge. Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm selon le BAEL 91 (art.b.6.8.4.2.3) .On choisit l'épaisseur de plancher à Corps creux d'après les conditions suivantes :

➤ Condition de flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

h_t : hauteur de plancher.

L : longueur de poutrelle maximale entre nus d'appui.

$$L_{\max}=550 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } h_t \geq \frac{550}{22.5} = 24.44 \text{ cm}$$

Alors on adopte des planchers à corps creux avec une hauteur de $20+4 = 24$ cm

Avec

- 20 cm : hauteur de corps creux.
- 4 cm hauteur de la dalle de compression.

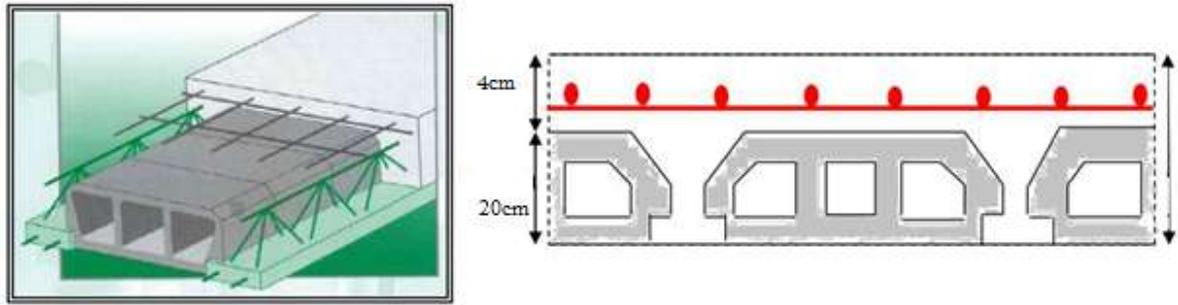


Figure II.1 : plancher à corps creux

▪ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

Les poutrelles forment avec la dalle de compression une section en T.

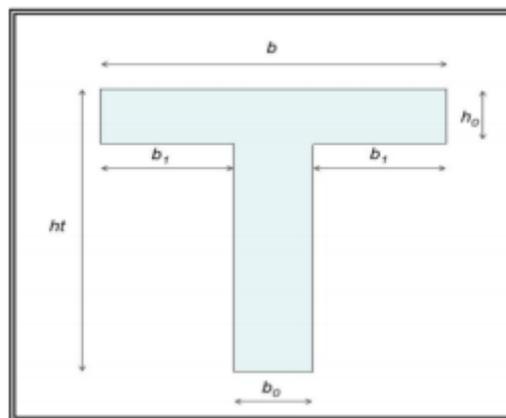


Figure II.2 : schéma de calcul

D'après les règles BAEL 91 (article A 4.1.3) la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de b_1 :

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10}; \frac{L_n b_0}{2} \right)$$

L_n : Distance entre axes des nervures.

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

D'après les normes algériennes (DTR-B.C.22), la distance entre axes des nervures est prise égale à $L_n = 65$ cm.

La hauteur de la nervure est égale à $h_t = 24$ cm ;

La largeur b_0 :

$$0.3h_t \leq b \leq 0.5 h_t$$

$$0.3(24) \leq b_0 \leq 0.5(24)$$

$$7.2 \leq b_0 \leq 12$$

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

On prend :

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{550}{10} \dots b_1 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{L_n b_0}{2} = \frac{65 \cdot 10}{2} = 325 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10}; \frac{Ln-b_0}{2} \right) = \min (55 ; 27.5) = 27.5 \text{ cm}$$

En conséquence, on adopte :

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 = 27,5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h_t = 24 \text{ cm}.$$

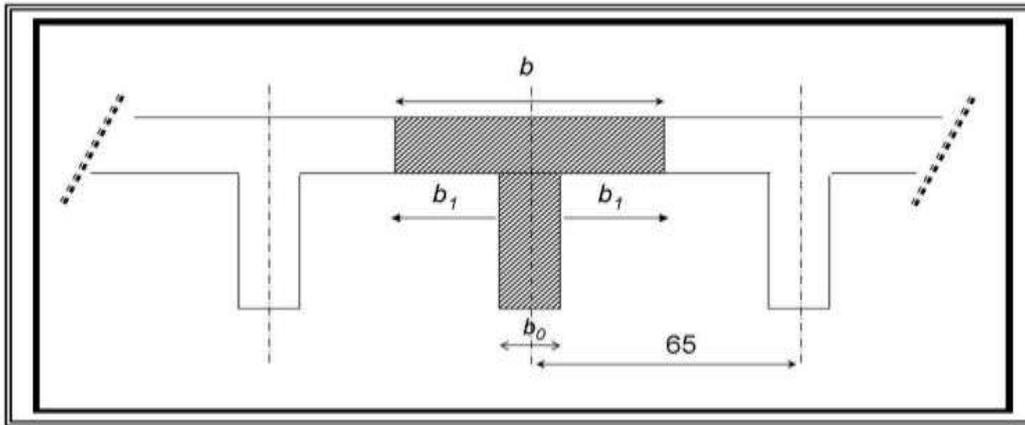


Figure II.3 : schéma des plancher corps creux

b- les balcons:

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

Ces panneaux sont des dalles en béton armé coulés sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, 4 appuis constituées par des poutres.

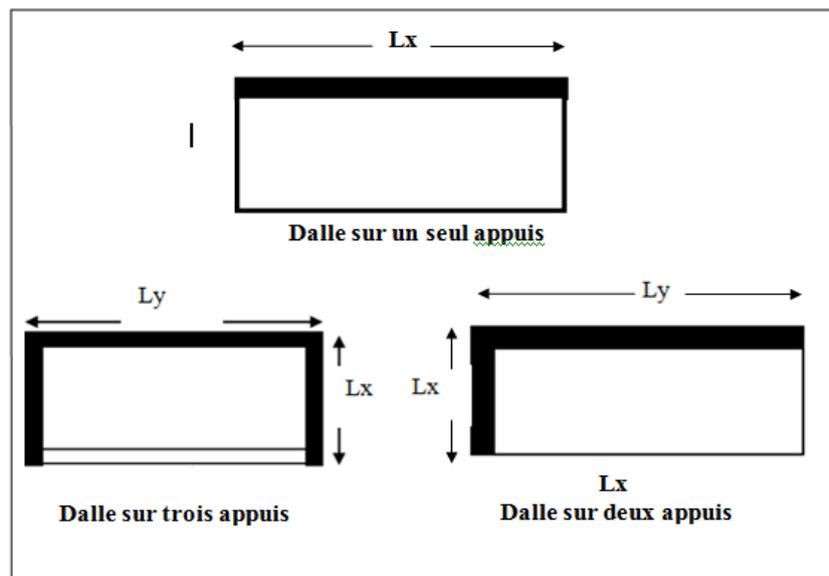


Figure II.4 : schéma de types des dalles pleines

Le dimensionnement de ces panneaux dépend de deux critères :

➤ Critère de flexion :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

$$\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30} \text{ Pour une dalle sur deux appuis.}$$

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

Alors :

$$L_x = 150 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour 2 coté : } \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \dots\dots\dots 4.28\text{cm} \leq e \leq 5.00\text{cm.}$$

$$L_x = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Pour un coté : } e \geq \frac{90}{20}$$

$$e \geq 4.5 \text{ cm}$$

- **Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **e = 8 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 heure de coupe-feu.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant .Donc, on adopte pour les dalles pleines d'épaisseur **e = 16 cm.**

On adopte : **e = 16 cm.**

II.2.3- les escaliers :

Un escalier est dans une construction, est une suite régulière des plans horizontaux permettant de Passer à pied d'un niveau à un autre. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier

Un escalier est déterminé par :

- Sa montée (hauteur à gravir) H ;
- Son emmarchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h.

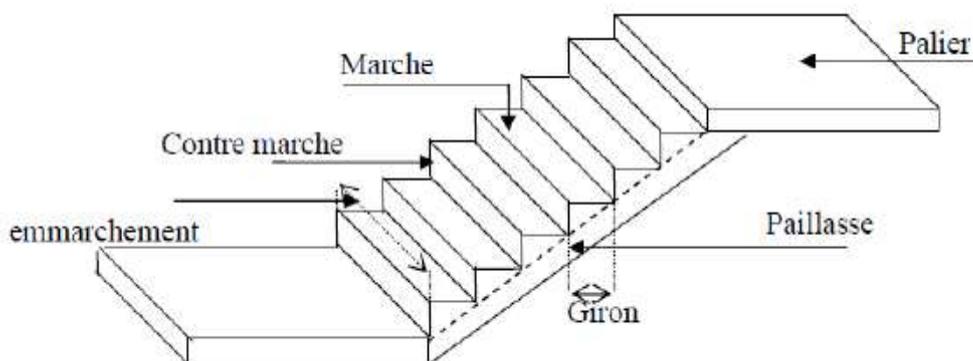


Figure II .5 : les éléments constituant un escalier.

Pour assurer le confort des marches et contremarches (g, h) en utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

$$2h+g = m \text{ (h et g en cm)}$$

m : varie entre 59 et 66

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de contre marche.

g : largeur de marche.

On prend : h=17 cm ; g = 30 cm

Formule de BLONDEL :

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

$$2h+g=2(17) +30 = 64 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Le nombre des marches de RDC est :**

$$n = H/h=306/17 = 18 \text{ marches}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de contre marche

- **Longueur de volée :**

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

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.5$$

- **Longueur de palier de repos :**

$$L = 600 - 240 = 360 \text{ cm}$$

$$L = L_1 + L_2$$

$$\text{Au niveau } h=1,53 \text{ m} \Rightarrow L_1 = 1,40 \text{ m}$$

$$\text{Au niveau } h=3,06 \text{ m} \Rightarrow L_2 = 2,20 \text{ m}$$

- **Emmarchement E :**

L'embranchement peut être variable selon la dimension de la cage d'escalier $E=1,20 \text{ m}$.

- **Epaisseur de paillasse :**

$$\text{On a : } L' = L_{\text{paill}} / \cos \alpha$$

$$L' = \frac{240}{\cos 32,5} = 285 \text{ cm}$$

$$e = (1/30; 1/20)L'$$

$$9,5 \leq e \leq 14,25$$

On adopte : $e = 16 \text{ cm}$.

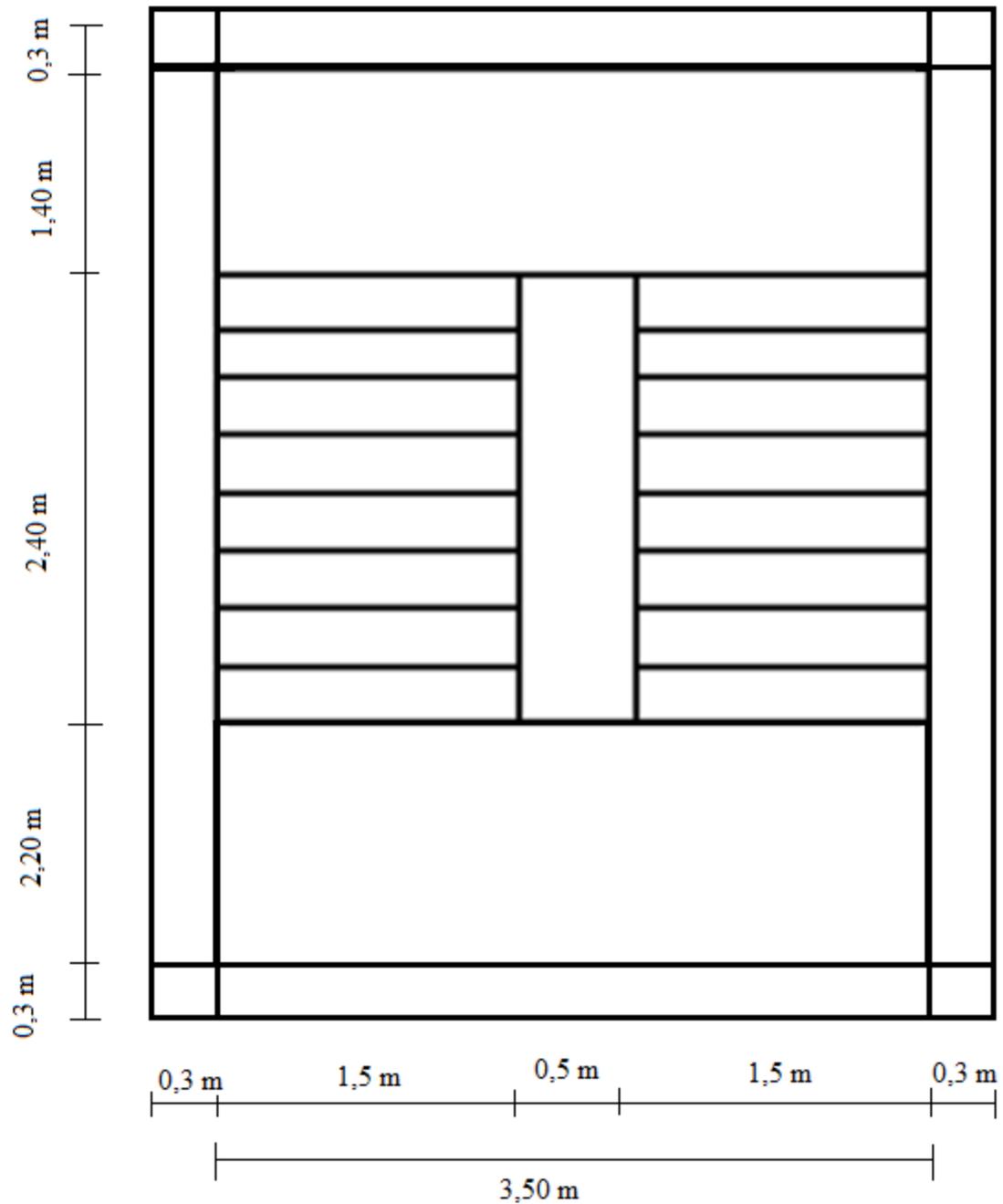


Figure II .6. : Dimension d'escalier

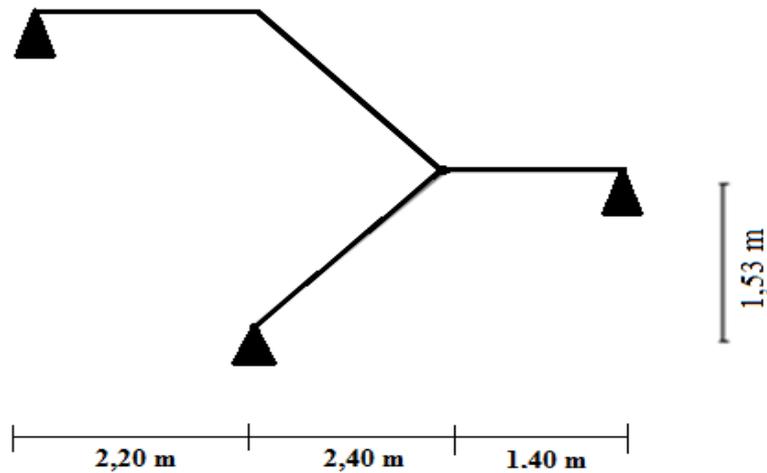


Figure. II.7 : Schéma statique d'escalier.

II.2.4- l'acrotère :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'interaction des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60$ cm.

$$\text{Surface} = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.0685 \text{ m}^2.$$

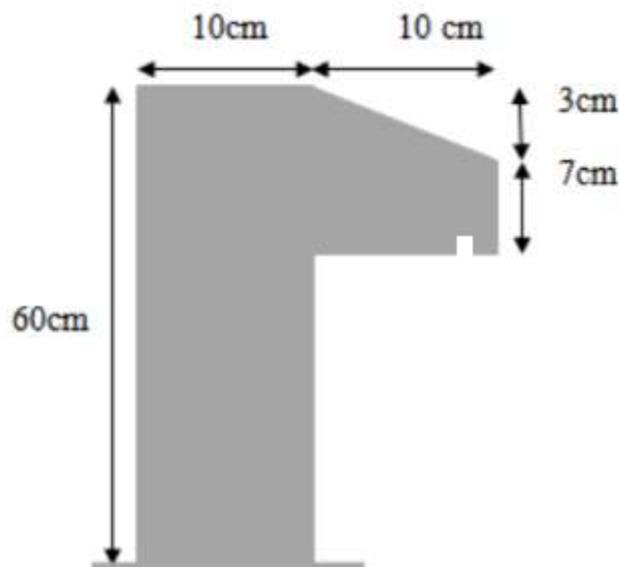


Figure II.8 : schéma d'acrotère

II.3 pré-dimensionnement des éléments principaux:

II.3.1- les poteaux:

Sont des éléments porteurs verticaux avec le rôle de :

- Supporter les charges verticales et surcharges verticales ramenées par les poutres, ensuite les transmettre aux fondations.

Participer à la stabilité générale du bâtiment, comme des éléments du système de contreventement, donc vis-à-vis des forces horizontales.

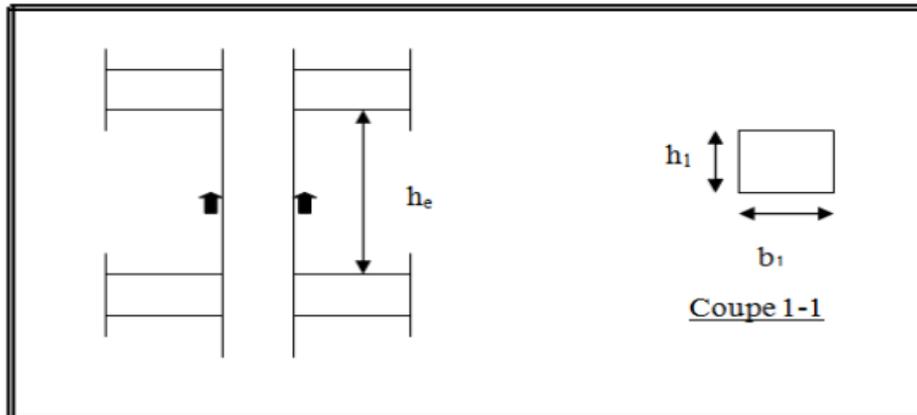


Figure II.9 : coffrage des poteaux

On dimensionne la section d'un poteau par respect des règles suivantes :

1. La règle empirique de limitation de l'élanement λ .
2. La condition de règle (RPA99/version 2003).

➤ **La règle empirique de limitation de l'élanement λ :**

Pour éviter phénomène de flambement des poteaux (BAEL 91. Art 8.3.3)

L'élanement λ

$$\lambda = L_f / i \leq \lambda_{lim}$$

Où : $\lambda_{lim} = 50$ à 100 ; on prend : $\lambda_{lim} = 50$

Ce qui donne la relation suivante : $b = h > 3.46 * L_f / 50$

$$L_f = L_0$$

L_f : longueur de flambement.

L_0 : la hauteur d'étage.

Pour RDC et étage courant $L_0 = 3,06$ m

$$L_0 = 3.06 - 45 = 2.61 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times 2.61 = 1.827 \text{ m}$$

$$B = h \geq \frac{3.46 \times 0.7 \times 306}{50} = 14.82 \text{ cm} \dots \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

On adopte section de **(50×65) cm²**.

➤ **Vérification vis-à-vis du RPA 99version 2003 (Art 7.4.1) en zone (I) :**

$$h_e(x) = 306 - 55 = 251 \text{ cm}$$

$$h_e(y) = 306 - 65 = 241 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \quad \text{Min}(55, 65) = 55 > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \text{Min}(55, 65) = 55 > 256/20 = 12.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad 1/4 < 1 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On prend initialement les dimensions suivantes de la section du poteau :

- ✓ Pour le niveau de **RDC** et les étages **1,2 et 3** soit **b= 55 cm et h= 65 cm**
- ✓ Pour les étages **4,5, et 6** ; soit **b= 45 cm et h= 55 cm**
- ✓ Pour les étages **7, 8, et 9** ; soit **b= 35 cm et h= 45 cm**

II .3.2- les poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs de section rectangulaire, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales et à les transmettre aux poteaux sous forme de réaction d'appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99 « version 2003 art 7.4.1, P 48».

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

a) Critère de flèche :

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

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

- L : La portée de la poutre.
- h : La hauteur de la poutre
- b : La largeur de la poutre

b) Vérification : d'après PRA 99 version 2003 art 7.5.1 :

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

II .3.2.1- les poutres principales:

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de BAEL 91 de la flèche qui est :

➤ Calcul de la hauteur h :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Ou $L_{max} = 570 \text{ cm}$

$$\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10}$$

$$38 \leq h \leq 57$$

On pond **h = 45 cm**

➤ **Calcul de la largeur b :**

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

$$0.3(45) \leq b \leq 0.7(45)$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5$$

On choisit **b = 30 cm** la min de RPA2003

➤ **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA 99 version 2003 on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ **CV.**
- $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **CV.**
- $h/b = 1.5 \leq 4$ **CV.**

Donc la section retenue pour la poutre principale est : **(30x 45) cm².**

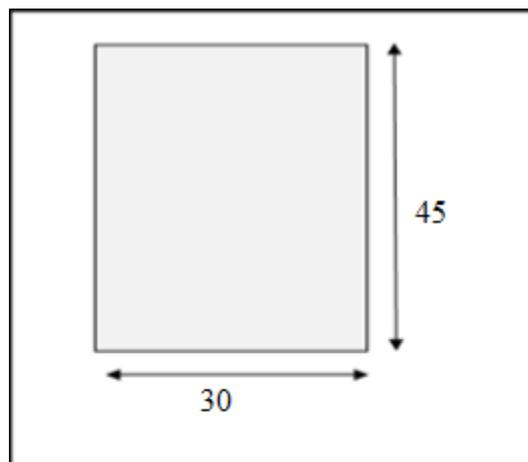


Figure II .10 : pré dimensionnement des poutres principales

II .3.2.2- les poutres secondaires:

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donné par :

selon la condition de BAEL 91 de la flèche qui est

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Ou $L_{max} = 550 \text{ cm}$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10}$$

$$36.66 \leq h \leq 55$$

On adopte **h= 40 cm**

➤ **Calcul de la largeur b :**

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

$$0.3(40) \leq b \leq 0.7(40)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On adopte **b= 30 cm**

Vérification : Selon les prescriptions du RPA 99 version 2003 on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ **CV.**
- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **CV.**
- $h/b = 1.33 \leq 4$ **CV.**

Donc la section retenue pour la poutre secondaire est : **(30x 40) cm²**.

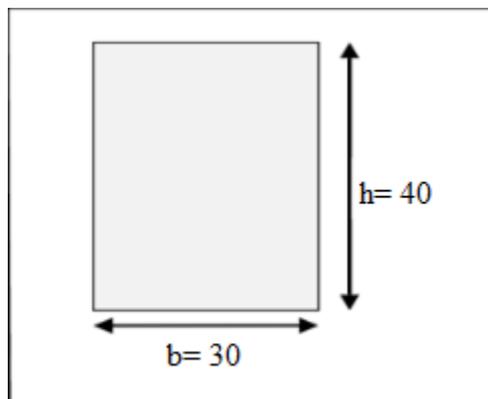


Figure II.11 : pré dimensionnement des poutres secondaires

II.3.3- les voiles: RPA99/version2003 (article 7.7.1).

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99. Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux Fondations.

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

Avec : **L** : porté du voile. et **a** : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité selon la condition suivante :

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

Selon le RPA99 version 2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de **15 cm**.

$$h_{e \max} = h - h_t$$

$$h_e = 3.06 - (0.45) = 2.61 \text{ m.}$$

Avec :

h : hauteur libre d'étage

ht : hauteur de la poutre

$$a \geq \max \left(\frac{he}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

$$a \geq \max (13.05 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

D'après RPA 99 article 7.7.1 : On prend

e = 15 cm.

➤ **Vérification de la largeur : (Art 7.7.1)**

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles

$$L_{\min} \geq 4a$$

Dans notre cas :

$$L_{\min} = 3.30 \text{ cm} \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm (condition vérifiée).}$$

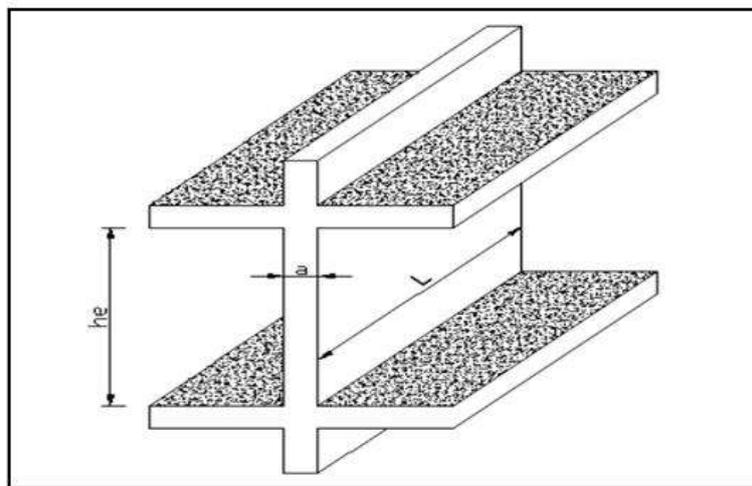


Figure II .12 : coupe de voile en élévation

II .4 – conclusion:

Elément	Section
Poteaux	(55×65) cm ²
	(45 ×55) cm ²
	(35×45) cm ²
Poutres principales	(30×45) cm ²
Poutres secondaires	(30×40) cm ²
Voiles	e = 15 cm
Plancher	(20+4) =24 cm
Balcon	e = 16 cm
Escalier	e = 16 cm

Tableau II .1 : pré dimensionnement des éléments structuraux

II .5. Descente des charges :

II .5.1. Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Le rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant à la fondation.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II .5.2. Évaluation de charges appliquées:

II .5.2.1. Plancher terrasse inaccessible : DTR B.C.2.2 :

1- Protection en gravillons

2-étanchéité multicouche

3-Forme de pente

4-Isolation thermique (liège)

5-Plancher en corps creux

6-Enduit de plâtre

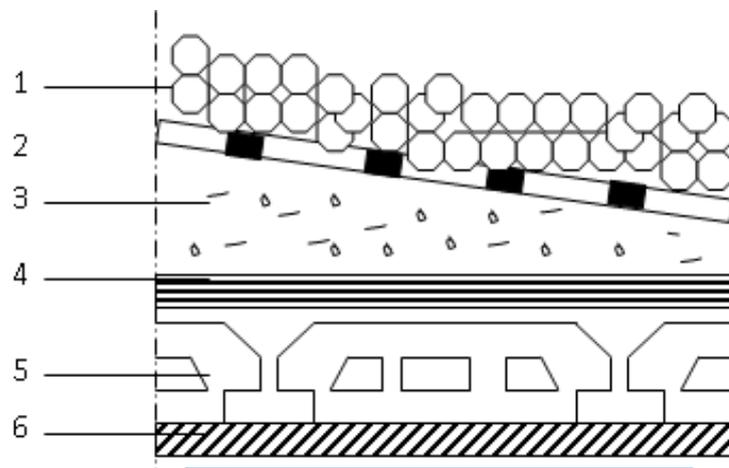


Figure II .13 : Plancher terrasse

Désignation de l'élément	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Protection en gravillons	17	0.05	0.85
étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.10	2.2
Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
Plancher en corps creux	14	0.20+0.04	3.2
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
	/	/	G = 6,73

Tableau II .2 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux terrasse.

- La charge permanente totale : **G = 6,73 KN/m²**.
- La charge exploitation à **Q =1,00 KN/m²**.....DTR B.C.2.2.

II .5.2.2.Plancher étage courant:

- 1-Revêtement en carrelage
- 2- Mortier de pose
- 3- Lit de sable
- 4- Plancher en corps creux
- 5- Enduit de plâtre

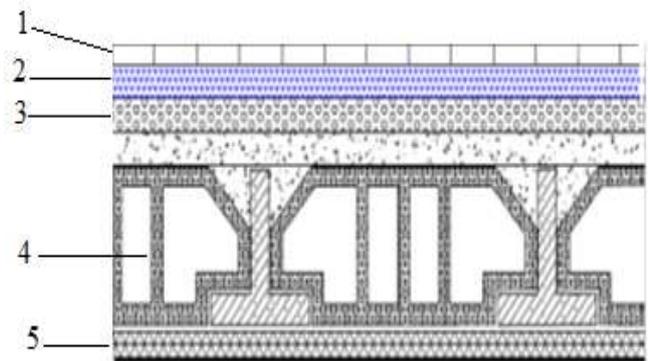


Figure II .14 : Plancher étage courant

Désignation de l'élément	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Plancher en corps creux	14	0.20+0.04	3.2
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons	10	0.01	1
	/	/	G = 5,78

Tableau II .3 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage.

- La charge permanente totale : **G = 5,78KN/m²**.
- La charge exploitation à **Q =1,50 KN/m²**.....DTR B.C.2.2.

II .5.2.3.Balcon (Dalles pleine):

II .5.2.3.balcon terrasse:

Désignations	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Gravillon de protection	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.10	2.2
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle en béton armé	25	0.16	4
	/	/	G=7,53

Tableau II.4 : Charges du Balcon terrasse (Dalle pleine).

- La charge permanente totale : **G = 7,53 KN/m²**.
- La charge exploitation à **Q =3,5 KN/m²**.....DTR B.C.2.2.

II.5.2.3. Balcon étage:

Désignations	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Couche de sable	18	0.13	0.54
Dalle pleine	25	0.16	4
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
	/	/	G = 5,58

Tableau II.5 : Charges du Balcon étage (Dalle pleine).

- La charge permanente totale : **G = 5,58 KN/m²**.
- La charge exploitation à **Q = 3,5 KN/m²** DTR B.C.2.2.

II.5.2.4 .L'acrotère :

1) Surface de l'acrotère

$$ST = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0,0685 \text{ m}^2$$

2) G1 : Poids de l'acrotère par mètre :

$$G1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN/ml}$$

3) G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre :

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ daN/ml}$$

4) Poids propre :

$$G = G1 + G2 = 12 + 171.25 = 183.25 \text{ daN/ml}$$

Surcharge Q : D'après D.T.R.BC.2.2

Force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante 1000 N/m :

Dans une bonde d'un mètre : **G = 183.25 daN/ml**

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

II.5.2.5. Les escaliers :

II.5.2.5.1 Palier : DTR (B.C2.2)

Désignations	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
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	0.02	0.2
	/	/	G = 5,04

Tableau II.6 : charge permanente du palier

➤ Surcharge d'exploitation $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

II.5.2.5.2. Paillasse : DTR(B.C2.2)

Désignations	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Les marches	22	0.15/2	1.87
Paillasse	25	0.16/cos32,5	4.74
Enduit en plâtre	20	0.02	0.4
	/	/	G = 7,85

Tableau II.7 : charge permanente du paillasse

➤ Surcharge d'exploitation $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

II.5.2.6 : Murs extérieurs en maçonnerie

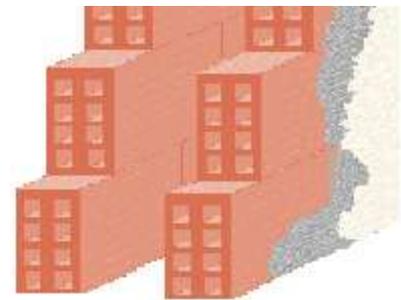


Figure II.15 : coupe de mur extérieur.

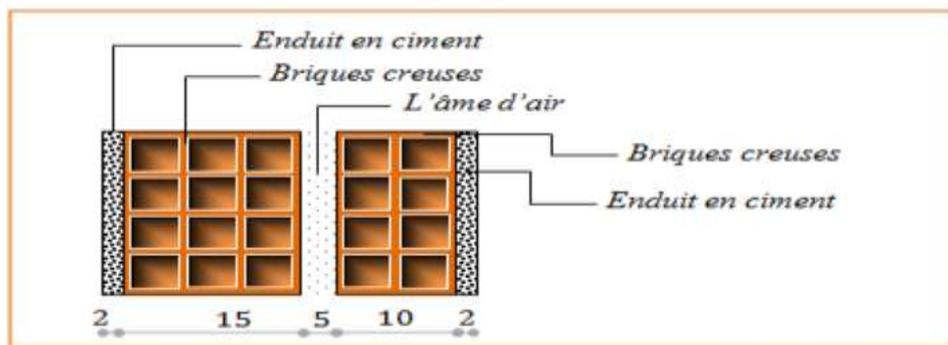


Figure II.16 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Désignations	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Désignations	20	0.02	0.4
Brique creux	9	0.15	1.3
Ame d'air	/	0.05	00.00
Brique creux	9	0.10	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
	/	/	G=2,85

Tableau. II.8 : Évaluation des charges pour les murs à double cloison.

II.6: Descente des charges:

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.6.1. 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).

II.6.2.Descente des charges sur les poteaux:

Les charges d'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].

II.6.3.Descente des charges sur le poteau intermédiaire (G-2):

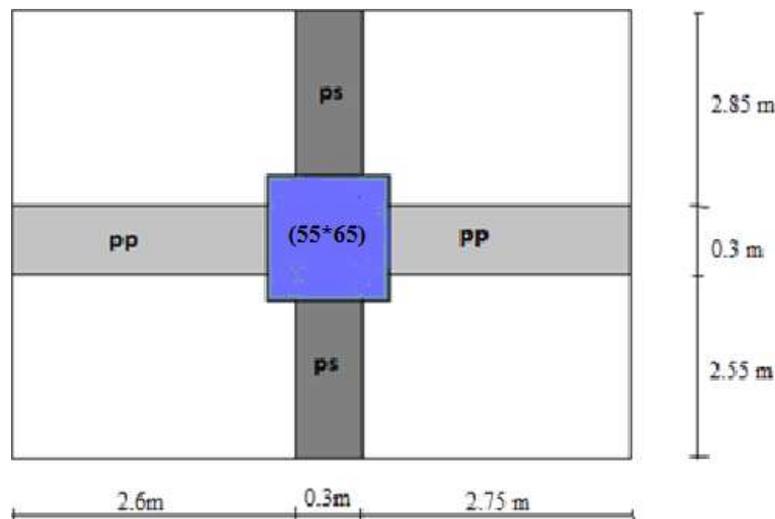


Figure II.15 : Surface afférente poteau (G-2).

La surface afférente pour la charge permanente :

$$S_G = (2,6 + 2,75) \times (2,55 + 2,85) = 28,89 \text{ m}^2$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation :

- Pour la terrasse : $S_{Qt} = (2,6 + 2,75 + 0,3) \times (2,55 + 0,3 + 2,85) = 32,2 \text{ m}^2$
- Pour étage courante : $S_Q = 32,2 - (0,50 \times 0,65) = 31,87 \text{ m}^2$

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse inaccessible : (28.89 ×6.73)	194.43	
	Poutre principale : (0.45 ×0.3×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4× 25×5.4)	16.2	
2-2	Poteau : (0.35×0.45×25×3.06)	12.04	32.2
	Surcharge : (32.2×1)	/	
	Venant 2-2	240.72	
3-3	Plancher courant : (28.89×5.78)	166.98	
	Poutre principale (0.45 ×0.3×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4× 25×5.4)	16.2	
4-4	Poteau : (0.35×0.45×25×3.06)	12.04	48.3
	Surcharge : (32.2×1.5)	/	
	Venant4-4	453.99	
5-5	Plancher courant : (28.89×5.78)	166.98	
	Poutre principale (0.45 ×0.3×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4× 25×5.4)	16.2	
6-6	Poteau : (0.35×0.45×25×3.06)	12.04	43.47
	Surcharge : (32.2×1.5)0.9	/	
	Venant6-6	667.26	
7-7	Plancher courant : (28.89×5.78)	166.98	
	Poutre principale (0.45 ×0.3×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4× 25×5.4)	16.2	
8-8	Poteau : (0.45×0.55×25×3.06)	18.93	38.64
	Surcharge ; (32.2×1.5)0.8	/	

	Venant8-8	887.42	162.61
9-9	Plancher courant : (28.89×5.78)	166.98	
	Poutre principale (0.45×0.3×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4× 25×5.4)	16.2	
10-10	Poteau : (0.45×0.55×25×3.06)	18.93	
	Surcharge : (32.2×1.5)0.7	/	33.81
	Venant 10-10	1107.58	196.42
11-11	Plancher courant : (28.89×5.78)	166.98	
	Poutre principale (0.45×0.3×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4× 25×5.4)	16.2	
12-12	Poteau : (0.45×0.55×25×3.06)	18.93	
	Surcharge : (32.2×1.5)0.6	/	28.98
	Venant12-12	1327.74	225.4
13-13	Plancher courant : (28.89×5.78)	166.98	
	Poutre principale (0.45×0.3×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4× 25×5.4)	16.2	
14-14	Poteau : (0.55×0.65×25×3.06)	27.34	
	Surcharge : (32.2×1.5)0.5	/	24.15
	Venant14-14	1556.31	249.55
15-15	Plancher courant : (28.89×5.78)	166.98	
	Poutre principale (0.45×0.3×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4× 25×5.4)	16.2	
16-16	Poteau : (0.55×0.65×25×3.06)	27.34	
	Surcharge ; (32.2×1.5)0.5	/	24.15

	Venant16-16	1784.88	273.7
17-17	Plancher courant : (28.89×5.78)	166.98	
	Poutre principale (0.45×0.3×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4× 25×5.4)	16.2	
18-18	Poteau : (0.55×0.65×25×3.06)	27.34	
	Surcharge ; ((32.2×1.5)0.5	/	24.15
	Venant18-18	2013.45	297.85
19-19	Plancher courant : (28.89×5.78)	166.98	
	Poutre principale (0.45 ×0.3×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4× 25×5.4)	16.2	
20-20	Poteau : (0.55×0.65×25×3.06)	27.34	
	Surcharge ; (32.2×1.5)0.5	/	24.15
	Venant20-20	2242.02	322

Tableau II.9 : Descente de charge du poteau intermédiaire(G-2)

$$\left\{ \begin{array}{l} G=2242.02 \text{ KN} \\ Q=322 \text{ KN} \\ N_u= 1.35G+1.5Q= 1.35 (2242.02) +1.5 (322) \\ N_u=3509.72 \text{ KN} \\ N_{ser} =G+Q= 2242.02 +322 \\ N_{ser} =2564.02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

II.6.4. Vérification de la section du poteau (G-2):

❖ Pour RDC, 1,2et 3 étages : (55*65)

$$M_{\max} \left\{ \begin{array}{l} N_u= 3509.72 \text{ KN} \\ N_{ser}= 2564.02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification au flambement** : D'après BAEL 91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

suivante : $N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

N_u : effort normal ultime (compression)

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 3395.16 \text{ KN}$$

α : coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

- Pour $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

- Pour $50 \leq \lambda \leq 70$: (Article 8.4.1) :

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)$$

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation accidentel.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$B_r = (a-2)(b-2)$] cm^2 .

➤ **section de poteau :**

$$B_r = (55-2)(65-2) = 3339 \text{ cm}^2 = 333900 \text{ mm}^2.$$

➤ **Section d'acier :**

$$A = \max(A^{\text{BAEL}}, A^{\text{RPA}})$$

➤ **la section d'acier minimal :** D'après RPA2003 (article 7.4.2.1)

la section d'acier minimal sera de :

$$A_{\min} = 0.7\%B \text{ (zone I)}$$

$$A_{\min} = 0.7 (55 \times 65) / 100 = 25.02 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 2502 \text{ mm}^2.$$

D'après BAEL 91 (article 8.1.2.1) :

$$A = \max(4 \text{ cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 550 \times 650}{100} = 715 \text{ mm}^2. \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(550+650)}{100} = 96 \text{ mm}^2. \end{array} \right.$$

$$A = 7.15 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'élanement :** $\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{L_f}{b}$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{L_f}{h}$$

$$h = b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \lambda_x \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 2.61}{0.55} = 11.5 \\ \lambda = \lambda_y \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 2.66}{0.65} = 9.92 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 11.5 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.5}{35}\right)^2} = 0,83$$

Niveau	N _u (KN)	A _{min} ^{BAEL} (mm ²)	A _{min} ^{RPA} (mm ²)	A _{min} (mm ²)	B _r (mm ²)
EC-RDC	3509.72	715	2502	2502	333900

Tableau II.11 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.

$$\bar{N} = 0.83 \left(\frac{333900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2502 \frac{400}{1.15} \right) = 5854483.188 \text{ N}$$

N_u=3509,72 KN < N_{adm}=5854,48 KN Condition Vérifiée

➤ **Vérification d'effort normal réduit** : d'après les conditions du RPA99/2003(Article 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

B_r : section réduit du poteau

F_{c28} : Résistance à la compression du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 2242.02 + 322 = 2564.02 \text{ KN}$$

N _d (KN)	F _{c28}	B _r (mm ²)
2564,02	25	333900

Tableau II.12 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.

$$v = \frac{2.56402}{(0.55 \times 0.65) \times 25} = 0,28 < 0,30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Pour 4,5 et 6 étages : (45*55)**

$$M_{max} \begin{cases} N_u = 2130.55 \text{ KN} \\ N_{ser} = 1553.14 \text{ KN} \end{cases}$$

1/ section de poteau :

$$B_r = (45-2) (55-2) = 2279 \text{ cm}^2 = 227900 \text{ mm}^2.$$

2/ section d'acier :

$$A = \max (A^{BAEL}, A^{RPA})$$

➤ **la section d'acier minimal** : D'après RPA2003 (article 7.4.2.1)

La section d'acier minimal sera de :

$$A_{\min}=0.7\%B \text{ (zone I)}$$

$$A_{\min} = 0.7 (45 \times 55) / 100 = 17.32 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1732 \text{ mm}^2.$$

D'après BAEL 91 (article 8.1.2.1) :

$$A = \max (4 \text{ cm}^2 \text{ de périmètre, } 0.2\%B)$$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 550}{100} = 495 \text{ mm}^2. \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(450+550)}{100} = 80 \text{ mm}^2. \end{array} \right.$$

$$A = 4.95 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'élancement** : $\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y)$

$$\lambda = 14.06 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.06}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$\bar{N} = 0.82 \left(\frac{227900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1732 \frac{400}{1.15} \right) = 3954700.225 \text{ N}$$

$$N_u = 2130,55 \text{ KN} < N_{adm} = 3954,70 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

3/ Vérification d'effort normal réduit : d'après les conditions du RPA99/2003 (Article 7.4.3.1) :

$$v = \frac{1.55314}{(0.45 \times 0.55) \times 25} = 0,25 < 0,30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Pour 7,8 et 9 étages : (35*45)**

$$M_{\max} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1086.75 \text{ KN} \\ N_{ser} = 791.23 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$B_r = (35-2) (45-2) = 1419 \text{ cm}^2 = 141900 \text{ mm}^2.$$

➤ **la section d'acier minimal** : D'après RPA2003 (article 7.4.2.1)

La section d'acier minimal sera de :

$$A_{\min}=0.7\%B \text{ (zone I)}$$

$$A_{\min} = 11.02 \text{ cm}^2 = 1102 \text{ mm}^2.$$

D'après BAEL 91 (article 8.1.2.1) :

$$A = \max (4 \text{ cm}^2 \text{ de périmètre, } 0.2\%B)$$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 350 \times 450}{100} = 315 \text{ mm}^2. \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(350+450)}{100} = 64 \text{ mm}^2. \end{array} \right.$$

$$A = 3.15 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'élanement** : $\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$

$$\lambda = 18.08 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.08}{35}\right)^2} = 0.80$$

$$\bar{N} = 0.8 \left(\frac{141900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1102 \frac{400}{1.15} \right) = 2408865.7 \text{ N}$$

$N_u = 1086.75 \text{ KN} < N_{adm} = 2408.86 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

Vérification d'effort normal réduit : d'après les conditions du RPA99/2003(Article 7.4.3.1) :

$$v = \frac{0.79123}{(0.35 \times 0.45) \times 25} = 0,20 < 0,30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.6.5 Descente des charges sur le poteau de rive (G-1):

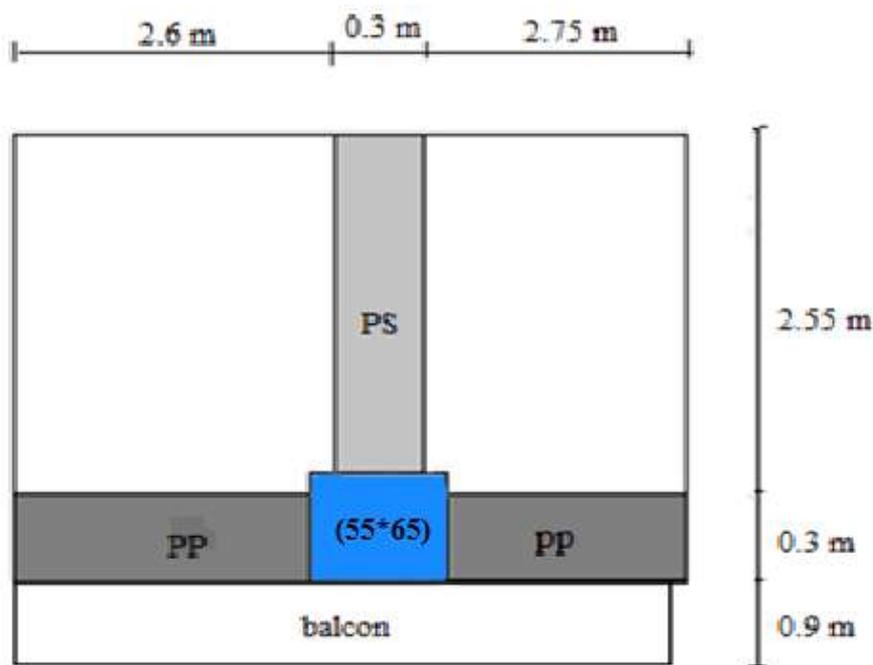


Figure II.17 : Surface afférente poteau (G-1).

➤ **La surface afférente pour la charge permanente :**

$$S_G = (2.6 + 2.75) (2.55) = 13.64 \text{ m}^2$$

➤ **La surface afférente pour la charge d'exploitation :**

Pour la terrasse : $S_{Qt} = (2.6 + 0.3 + 2.75) + (2.55 + 0.3 + 0.9)$

$$S_{Qt} = 21.18 \text{ m}^2.$$

Pour étage courant : $S_Q = 21.18 - (0.50 \times 0.65)$

$$S_Q = 20.85 \text{ m}^2.$$

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
1-1	Acrotère (1.832×5.65)	10.35	
	Plancher terrasse : (6.73×13.64)	91.79	
	Poutre principale : (0.3×0.45×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4×25×2.55)	7.65	
	Balcon : (0.9×5.8×7.53)	39.30	
2-2	Poteau : (0.35×0.45×25×3.06)	12.04	
	Mur extérieure : 2.85×2.55×5.65	41.06	
	Surcharge : (21.18×1) + (5.08×1)	/	26.26
	Venant 2-2	220.24	26.26
3-3	Plancher étage : (5.78×13.64)	78.84	
	Poutre principale : (0.3×0.45×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4×25×2.55)	7.65	
	Balcon : (0.9×5.8×5,58)	29,127	
4-4	Poteau : (0.35×0.45×25×3.06)	12.04	
	Mur extérieure : 2.85 (6.34+8.32)	41.06	
	Surcharge : (20.97×1.5) + (5.08×3.5)	/	49.23
	Venant 4-4	407,007	75.49
5-5	Plancher étage : (5.78×13.64)	78.84	
	Poutre principale : (0.3×0.45×25×5.35)	18.05	
	Poutre secondaire : (0.3×0.4×25×2.55)	7.65	
	Balcon : (0.9×5.8×5,58)	29,127	
6-6	Poteau : (0.35×0.45×25×3.06)	12.04	
	Mur extérieure : 2.85 (6.34+8.32)	41.06	

	Surcharge : $(20.97 \times 1.5) + (5.08 \times 3.5)0.9$	/	47.45
	Venant 6-6	593,774	122.94
7-7	Plancher étage : (5.78×13.64)	78.84	
	Poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 5.35)$	18.05	
	Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.55)$	7.65	
	Balcon : $(0.9 \times 5.8 \times 5,58)$	29,127	
8-8	Poteau : $(0.45 \times 0.55 \times 25 \times 3.06)$	18.93	
	Mur extérieure : 2.85 (6.34+8.32)	41.06	
	Surcharge : $(20.97 \times 1.5) + (5.08 \times 3.5)0.8$	/	45.67
	Venant 8-8	787,431	168.61
9-9	Plancher étage : (5.78×13.64)	78.84	
	Poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 5.35)$	18.05	
	Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.55)$	7.65	
	Balcon : $(0.9 \times 5.8 \times 5,58)$	29,127	
10-10	Poteau : $(0.45 \times 0.55 \times 25 \times 3.06)$	18.93	
	Mur extérieure : 2.85 (6.34+8.32)	41.06	
	Surcharge : $(20.97 \times 1.5) + (5.08 \times 3.5)0.7$	/	43.90
	Venant 10-10	981,088	212.51
11-11	Plancher étage : (5.78×13.64)	78.84	
	Poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 5.35)$	18.05	
	Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.55)$	7.65	
	Balcon : $(0.9 \times 5.8 \times 5,58)$	29,127	
12-12	Poteau : $(0.45 \times 0.55 \times 25 \times 3.06)$	18.93	
	Mur extérieure : 2.85 (6.34+8.32)	41.06	

	Surcharge : $(20.97 \times 1.5) + (5.08 \times 3.5)0.6$	/	42.12
	Venant 12-12	1174,745	254.63
13-13	Plancher étage : (5.78×13.64)	78.84	
	Poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 5.35)$	18.05	
	Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.55)$	7.65	
	Balcon : $(0.9 \times 5.8 \times 5,58)$	29,127	
14-14	Poteau : $(0.55 \times 0.65 \times 25 \times 3.06)$	27.34	
	Mur extérieure : 2.85 (6.34+8.32)	41.06	
	Surcharge : $(20.97 \times 1.5) + (5.08 \times 3.5)0.5$	/	40.34
	Venant 14-14	1376,812	294.97
15-15	Plancher étage : (5.78×13.64)	78.84	
	Poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 5.35)$	18.05	
	Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.55)$	7.65	
	Balcon : $(0.9 \times 5.8 \times 5,58)$	29,127	
16-16	Poteau : $(0.55 \times 0.65 \times 25 \times 3.06)$	27.34	
	Mur extérieure : 2.85 (6.34+8.32)	41.06	
	Surcharge : $(20.97 \times 1.5) + (5.08 \times 3.5)0.5$	/	40.34
	Venant 16-16	1578,879	335.31
17-17	Plancher étage : (5.78×13.64)	78.84	
	Poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 5.35)$	18.05	
	Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.55)$	7.65	
	Balcon : $(0.9 \times 5.8 \times 5,58)$	29,127	
18-18	Poteau : $(0.55 \times 0.65 \times 25 \times 3.06)$	27.34	
	Mur extérieure : 2.85 (6.34+8.32)	41.06	

	Surcharge : $(20.97 \times 1.5) + (5.08 \times 3.5)0.5$	/	40.34
	Venant 17-17	1780,946	375.65
19-19	Plancher étage : (5.78×13.64)	78.84	
	Poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 5.35)$	18.05	
	Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.55)$	7.65	
	Balcon : $(0.9 \times 5.8 \times 5,58)$	29,127	
20-20	Poteau : $(0.55 \times 0.65 \times 25 \times 3.06)$	27.34	
	Mur extérieure : 2.85 (6.34+8.32)	41.06	
	Surcharge : $(20.97 \times 1.5 \times 0.5)$	/	15.72
	Venant 20-20	1983,013	391.37

Tableau II.10 : Descente de charge du poteau de rive(G1)

$$\left\{ \begin{array}{l} G=1983,013 \text{ KN} \\ Q=391.37 \text{ KN} \\ N_u = 3264,122 \text{ KN} \\ N_{ser} = 2374,383 \text{ KN} \end{array} \right.$$

II.6.6. Vérification de la section du poteau (G-1):

❖ Pour RDC, 1,2et 3 étages : (55*65)

$$M_{\max} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 3264,122 \text{ KN} \\ N_{ser} = 2374,383 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Vérification au flambement : D'après BAEL 91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

$$\text{suiivante : } N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : effort normal ultime (compression)

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 3264,122 \text{ KN}$$

α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

- Pour $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

- Pour $50 \leq \lambda \leq 70$: (Article 8.4.1) :

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)$$

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation accidentel.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).
- f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$B_r = (a-2)(b-2)$] cm².

➤ **section de poteau :**

$$B_r = (55-2)(65-2) = 3339 \text{ cm}^2 = 333900 \text{ mm}^2.$$

➤ **Section d'acier :**

$$A = \max (A^{BAEL}, A^{RPA})$$

➤ **la section d'acier minimal :** D'après RPA2003 (article 7.4.2.1)

la section d'acier minimal sera de :

$$A_{\min} = 0.7\%B \text{ (zone I)}$$

$$A_{\min} = 0.7 (55 \times 65) / 100 = 25.02 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 2502 \text{ mm}^2.$$

D'après BAEL 91 (article 8.1.2.1) :

$$A = \max (4 \text{ cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 550 \times 650}{100} = 715 \text{ mm}^2. \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(550+650)}{100} = 96 \text{ mm}^2. \end{array} \right.$$

$$A = 7,15 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'élancement :** $\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y)$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{L_f}{b}$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{L_f}{h}$$

$$h = b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \lambda_x \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 2.61}{0.55} = 11.51 \\ \lambda = \lambda_y \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 2.66}{0.65} = 9.92 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 11.51 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.51}{35} \right)^2} = 0.83$$

Niveau	N_u (KN)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A_{\min} (mm ²)	B_r (mm ²)
EC RDC	3264,122	715	2502	2502	333900

Tableau II.11 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.

$$\bar{N} = 0.83 \left(\frac{333900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2502 \frac{400}{1.15} \right) = 5854483.18 \text{ N}$$

$N_u = 3264,122 \text{ KN} < N_{adm} = 5854.48 \text{ KN} \dots\dots$ Condition Vérifiée

➤ **Vérification d'effort normal réduit** : d'après les conditions du RPA99/2003(Article 7.4.3.1) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

B_r : section réduit du poteau

F_{c28} : résistance a la compression du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 1983,013 + 391.37 = 2374,383 \text{ KN}$$

N_d (KN)	F_{c28}	B_r (mm ²)
2374,383	25	333900

Tableau .II. 12 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.

$$v = \frac{2,374383}{(0,55 \times 0,65) \times 25} = 0,26 < 0,30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Pour 4,5 et 6 étages : (45*55)**

$$M_{max} \begin{cases} N_u = 1967,85 \text{ KN} \\ N_{ser} = 1429,37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$B_r = (45-2) (55-2) = 2279 \text{ cm}^2 = 227900 \text{ mm}^2.$$

➤ **la section d'acier minimal** : D'après RPA2003 (article 7.4.2.1)
la section d'acier minimal sera de :

$$A_{min} = 0.7\%B \text{ (zone I)}$$

$$A_{min} = 17.32 \text{ cm}^2 = 1732 \text{ mm}^2.$$

D'après BAEL 91(article 8.1.2.1) :

$$A = \max (4\text{cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 550}{100} = 495 \text{ mm}^2. \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(450+550)}{100} = 80 \text{ mm}^2. \end{array} \right.$$

$$A = 4.95 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'élancement** : $\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$

$$\lambda = 14.06 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.06}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$\bar{N} = 0.82 \left(\frac{227900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1732 \frac{400}{1.15} \right) = 3954700.22 \text{ N}$$

$N_u = 1967,85 \text{ KN} < N_{adm} = 3954.47 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

Vérification d'effort normal réduit : d'après les conditions du RPA99/2003 (Article 7.4.3.1) :

$$v = \frac{1,42937}{(0.45 \times 0.55) \times 25} = 0,23 < 0,30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Pour 7,8 et 9 étages : (35*45)**

$$M_{\max} \begin{cases} N_u = 986,01 \text{ KN} \\ N_{ser} = 716,714 \text{ KN} \end{cases}$$

$$B_r = (35-2)(45-2) = 1419 \text{ cm}^2 = 141900 \text{ mm}^2.$$

➤ **la section d'acier minimal** : D'après RPA2003 (article 7.4.2.1)

La section d'acier minimal sera de :

$$A_{\min} = 0,7\%B \text{ (zone I)}$$

$$A_{\min} = 11.02 \text{ cm}^2 = 1102 \text{ mm}^2.$$

D'après BAEL 91 (article 8.1.2.1) :

$$A = \max(4 \text{ cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A = \max \begin{cases} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 350 \times 450}{100} = 315 \text{ mm}^2. \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(350+450)}{100} = 64 \text{ mm}^2. \end{cases}$$

$$A = 3.15 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'élancement** : $\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$

$$\lambda = 18.08 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.08}{35}\right)^2} = 0,80$$

$$\bar{N} = 0.80 \left(\frac{141900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1102 \frac{400}{1.15} \right) = 2408865,7 \text{ N}$$

$N_u = 986,01 \text{ KN} < N_{adm} = 2408,86 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

Vérification d'effort normal réduit : d'après les conditions du RPA99/2003(Article 7.4.3.1) :

$$v = \frac{0,716714}{(0,35 \times 0,45) \times 25} = 0,18 < 0,30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

II.7 conclusion:

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectuée, et que toutes les exigences réglementaire sous satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Les éléments structuraux	Section ou épaisseur
Poteau	(55×65) cm ²
	(45×55) cm ²
	(35×45) cm ²
Poutre principale	30×45 cm
Poutre secondaire	30×40 cm
Plancher corps creux	(20+4) cm
Balcon	e = 16 cm
Voile	e = 15 cm
Escalier	e =16 cm

Tableau .II. 13 : Résumé du pré dimensionnement des éléments.

Chapitre II :
Etude des éléments
secondaires

Chapitre III:

Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismique. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ L'acrotère.
- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Les balcons (dalle pleine).
- ✓ Les escaliers.
- ✓ La poutre de chaînage.

III.2. Etude de l'acrotère:

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément isostatique assimilable encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal du a son poids propre W_P et un moment de flexion de l'application de la charge F , exercée par la main courante, ou bien une force sismique. Tel que $F = \max(Q, F_p)$.

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

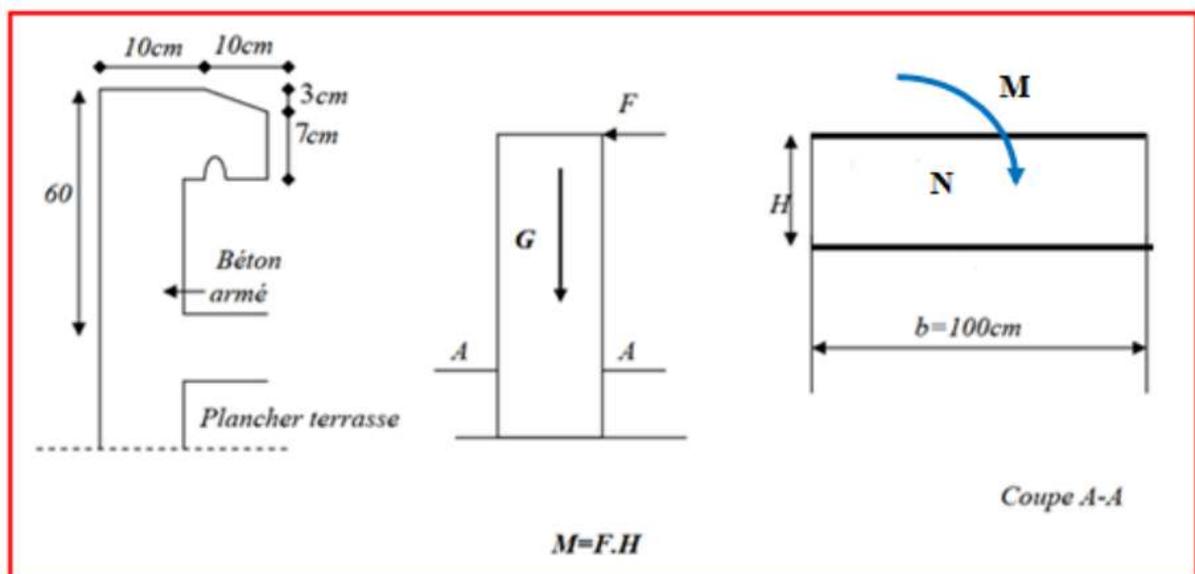


Figure III.1 : caractéristiques géométriques de l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges :

- **Surface de l'acrotère :** $S_T = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$.
- **Poids de l'acrotère par mètre linéaire :** $G_1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$.
- **Poids de mortier de crépissage par mètre :** $G_2 = 1(0.01 \times 0.6) \times 2000 = 120 \text{ N/ml}$.
 $G = G_1 + G_2 = 120 + 1712.5 = 1832.5 \text{ N/ml}$.

- **Surcharge :** d'après D.T.R.B.C.2.2 :

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N/ml}$.

Dans une bonde d'un mètre :

G=1832,5 N/ml.

Q=1000 N/ml

- **D'après RPA99/VERSION 2003(Art6.2.3) :**

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur horizontale.

Groupe 2, zone (I) donc **A= 0,10** selon le tableau 4.1.

C_p= 0,80 éléments en console le tableau 6.1.

$W_p = 1832.5$ poids de l'acrotère, donc :

$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.80 \times 1832.5 = 586.4 \text{ N/ml}$

$F = \max(Q, F_p) \longrightarrow \max(1000, 586.4) \longrightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml}$.

Soit $Q = 1000 \text{ N/ml}$ (surcharge due à la main courante)

$G = 1832,5 \text{ N/ml}$, $Q = 1000 \text{ N/ml}$.

III.2.3. calcul des sollicitations:

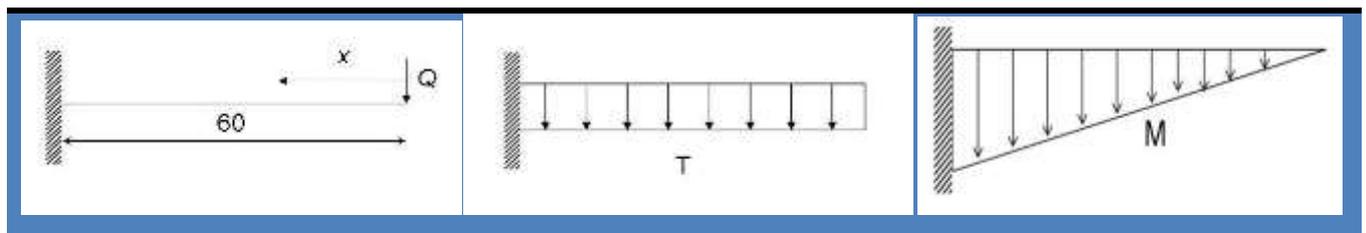


Figure III.2 : Les sollicitations sur l'acrotère.

$M = Q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.ml}$.

$N_u = G = 1832.5 \text{ N}$

$T = Q = 1000 \text{ N/ml}$.

III.2.4 .combinaison d'action:

➤ **ELU :**

$N_u = 1 \times N_g = 1.5 \times 1000 = 1 \times 1832.5 = 1832.5 \text{ N/ml}$.

On ne le major pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable :

$M_u = 1.5M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$.

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml.}$$

➤ **ELS :**

$$N_{\text{ser}} = N_g = 1832,5 \text{ N/ml.}$$

$$M_{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.ml}$$

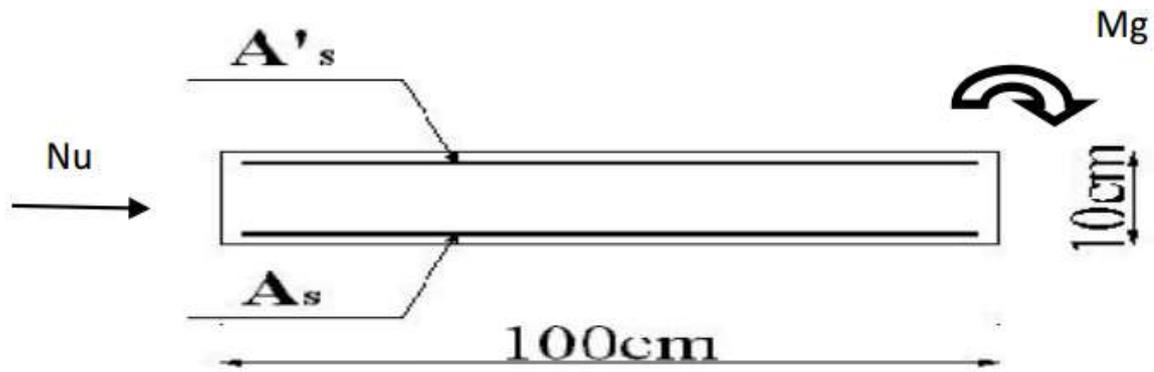


Figure III.3 : section de calcul de l'acrotère.

III.2.5. Détermination de ferrailage :

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

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries :

Armatures longitudinales :

➤ **ELU :**

❖ **détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{900}{1832,5} = 0,491$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$$e_G = 0,491 > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

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

❖ **détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1832,5 (0,05 - 0,03) = 936,65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{936,65}{14,2 \times 100 \times 7 \times 7} = 0,0134 < \mu_1 = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_c = 0$)

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0,0176$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4(0,0176) = 0,993$$

$$A^u = \frac{936,65}{348 \times 0,993 \times 7} = 0,38 \text{ cm}^2$$

❖ Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A_1 = A^u - \frac{N}{\sigma_s \times 100}$$

$$A_1 = 0,38 - \frac{1832,5}{348 \times 100} = 0,327 \text{ cm}^2 \quad A' = 0$$

M_1	μ	α	β	$A^u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_1 \text{ (cm}^2\text{)}$
963,65	0,014	0,0176	0,993	0,38	0,327

Tableau III.1 : ferrailage de l'acrotère.

III.2.6. Vérification :

✓ E.L.U :

❖ Condition De Non Fragilité : BAEL83 (A.4.2.1)

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A^{\min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal d'armature longitudinale :

$$A_l = 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A = \max(A^{\text{cal}}; A^{\min}; A_l) \Rightarrow A = 2,5 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_L = 5\Phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$

En plus, les règles de BAEL 83 Art B.5.3.3; indiquent que les armatures longitudinales doivent être disposées de telle sorte que :

$$S_t \leq \min(2,5h; 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25\text{cm} \quad \text{on prend } S_t = 20\text{cm}$$

h : hauteur du béton

❖ Evaluation des armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } : A_r = 4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

✓ ELS :

❖ la contrainte de traction d'armature : B.A.E.L91(A.4.5.33) :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_{sadm} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

η ; Coefficient de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\sigma_{sadm} \leq \min\left(\frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\sigma_{sadm} \leq \min(266.66 ; 201.63).$$

$$\sigma_{sadm} = 201.63 \text{ MPa}$$

❖ La contrainte de compression du béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.3274 \text{ m} = 32.7 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée.

Alors, le point c se trouve hors de la section :

$$C = e - \frac{h}{2} = 32,7 - \frac{10}{2} = 27,74 \text{ cm}$$

Compte tenu les conventions des signes : C = -27,74 cm.

$$C = -27,74 \text{ cm.}$$

$$d = 7 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A' = 0$$

$$A = 5 \Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Nous obtenons :

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

$$p = -3(-27,74)^2 - 0 + \frac{90 \times 2,51}{100}(7 + 27,74)$$

$$\Rightarrow p = -2230,045$$

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

$$q = -2(-27,74)^3 - 0 - \frac{90 \times 2,51}{100}(7 + 27,74)^2$$

$$q = 39965,97$$

Y_2 : racine de l'équation cubique :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 2230,045y_2 + 39965,97 = 0$$

On calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (39965,97)^2 + \frac{4(-2230,045)^3}{27} = -45719516,78 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3(39965,97)}{2(-2230,045)} \sqrt{\frac{-3}{-2230,045}} \right)$$

$$\varphi = \text{Arc cos}(-0,98)$$

$$\varphi = 170,65^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{-(-2230,045)}{3}} = 54,53 \text{ cm}$$

$$y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 54,53 \cos\left(\frac{170,65}{3}\right) \Rightarrow y_{21} = 29,79 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 54,53 \cos\left(\frac{170,65}{3} + 120\right) \Rightarrow y_{22} = -54,44 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 54,53 \cos\left(\frac{170,65}{3} + 240\right) \Rightarrow y_{23} = 24,65 \text{ cm}$$

La distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieur de la section.

$$y_{ser} = y_2 + C$$

$$y_{ser1} = y_{21} + C = 29,79 + (-27,4) = 2,39 \text{ cm}$$

$$y_{ser2} = y_{22} + c = -54,44 + (-27,4) = -81,84 \text{ cm}$$

$$y_{ser3} = y_{23} + c = 24,65 + (-27,4) = -2,75 \text{ cm}$$

Puis $y_1 = y_2 + c$

On prend :

$$0 \leq y_1 \leq d \Rightarrow 0 \leq y_1 = 2,39 \leq 7 \text{ cm} \rightarrow c.v$$

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c) - A(d - y_1)]$$

$$S = \frac{100 \cdot (2,39)^2}{2} + 15[-2,51(7 - 2,39)] = 40,66$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{1832,25}{100 \times 40,66} = 0,451$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,451 \times 2,39 = 1,077 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0,451(7 - 2,39) = 31,18 \text{ Mpa}$$

Alors, on peut conclure que :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s < \sigma_{sadm} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Comme les deux conditions sont vérifiées donc les aciers adoptés à l'ELU restent convenables pour l'ELS.

III.2.7. Les Armatures de répartition :

$$A_r = \left(\frac{1}{4}\right)A' = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_r = 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

III.2.8. Espacement des armatures :

On a : $h = 10 \text{ cm}$

$$e_L \leq \min\{2,5h; 25 \text{ cm}\} \Rightarrow e_L \leq 25 \text{ cm} \text{ Soit : } e_L = 20 \text{ cm}$$

Pour l'espacement des armatures de répartition, on prend $e_r = 20 \text{ cm}$

III.2.9. vérification de l'effort tranchant: BAEL (A.5.1.1 la page 51) :

$$\tau_u = \frac{vu}{b \cdot d} \quad b_0 = b$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.10. Présentation du ferrailage :

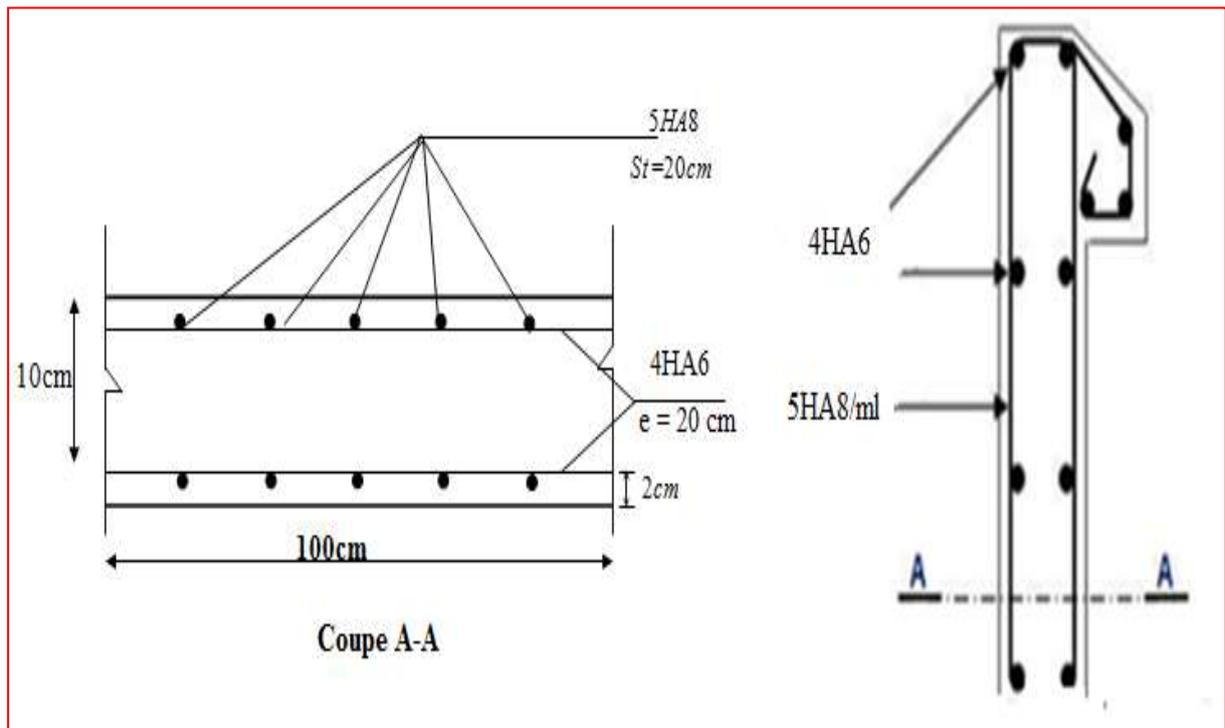


Figure III.3 : ferrailage du l'acrotère

III.3. Les balcons :

III.3.1: Introduction:

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être reposée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

Dans notre projet on a deux types de balcon :

- dalle pleine repose sur un coté (console)
- un balcon repose sur 2 coté.

III.3.2 balcon sur un seul appui:

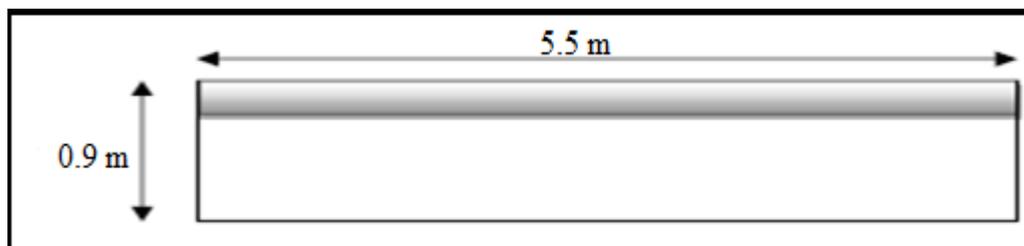


Figure III.4 : Balcon sur une cote

III.3.2.1: méthode de calcul:

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

G : poids propre de la console.

Q : surcharge d'exploitation.

P charge concentrée due au poids des murs extérieurs ou de l'acrotère.

On a : $L = 0,9$ m

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

$\rho \leq 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

$$\rho = \frac{90}{500} = 0,18 < 0,4 \quad \text{la dalle travaille suivant un seul sens.}$$

III.3.2.2 : Evaluation des charges :

➤ **Etage courant :** on prend une bande de 1m.

Charge permanente : $G = 5580$ N/ml

Charge d'exploitation : $Q = 3500$ N/ml

La hauteur du mur : $h = 3,06 - 0,16 = 2,9$ m

$P = G \times h \times e = 2800 \times 2,9 \times 1 = 8120$ N/ml

➤ **Balcon terrasse :**

Charge permanente : $G = 7530$ N/ml

Surcharge d'exploitation : $Q = 1000$ N/ml

Charge de l'acrotère : $P = 1832,5$ N/ml

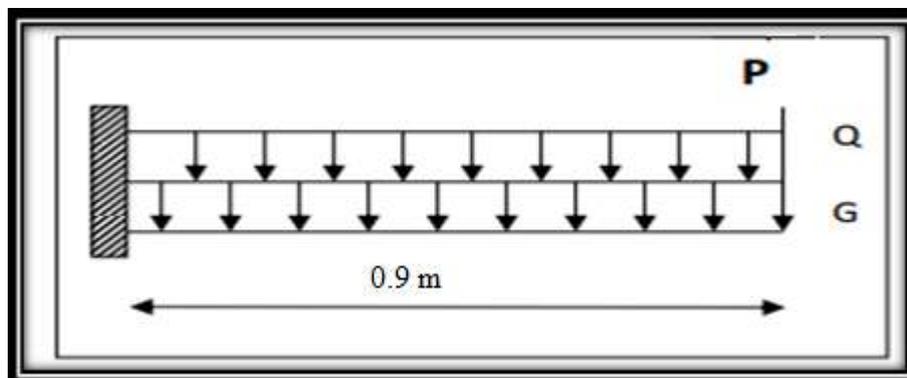


Figure III.5 : schéma statique d'un balcon sur un seul appui

III.3.2.3: calcul des sollicitations:➤ **Terrasse :**

$$M_g = g l^2 / 2 = 7530 \times \frac{(0.9)^2}{2} = 3049.65 \text{ N} \cdot \text{m1}$$

$$M_q = q l^2 / 2 = 1000 \times \frac{(0.9)^2}{2} = 405 \text{ N} \cdot \text{m1}$$

$$M_p = P \times \ell = 1832.5 \times 0.9 = 1649.25 \text{ N} \cdot \text{ml}$$

$$T_g = g \times \ell = 6777 \text{ N}; \quad T_q = q \times \ell = 900 \text{ N}; \quad T_p = P = 1832.5 \text{ N}$$

➤ **Etage courant :**

$$M_g = g l^2 / 2 = 5580 \times \frac{(0.9)^2}{2} = 2259.9 \text{ N} \cdot \text{m1}$$

$$M_q = q l^2 / 2 = 3500 \times \frac{(0.9)^2}{2} = 1417.5 \text{ N} \cdot \text{m1}$$

$$M_p = P \times \ell = 1832.5 \times 0.9 = 1649.25 \text{ N} \cdot \text{ml}$$

$$T_g = g \times \ell = 5022 \text{ N}; \quad T_q = q \times \ell = 3150 \text{ N}; \quad T_p = P = 1832.5 \text{ N}$$

III.3.2.4. Combinaison d'action :➤ **E.L.U :**

$$M_u = 1,35(M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35(T_g + T_p) + 1,5T_q$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

Élément		Terrasse	Etage courant
E.L.U	M_U (N.ml)	6951.015	7403.6025
	T_u (N)	12972.825	13978.575
E.L.S	M_{ser} (N.ml)	5103.9	5326.65

Tableau III.2 : effort interne dans balcon ELU et ELS

III.3.2.5. Calcule de ferrailage à EL.U :**Armature longitudinale :**➤ **Terrasse :**

On va calculer le balcon plus sollicité : fissuration peu nuisible on prend :

$$C=3 \text{ cm}; \quad d=h-C=16-3=13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6951.015}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.030 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2(0.028)}] = 0.035$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.035) = 0.986$$

$$A = \frac{6951.015}{348 \times 0.986 \times 13} = 1.558 \text{ cm}^2$$

Elément	M _l	μ	α	β	A ^u (cm ²)
Terrasse	6951.015	0.028	0.035	0.986	1.558
Etage courant	7403.602	0.030	0.038	0.984	1.663

Tableau III.3 : section de ferrailage de balcon

III.3.2.6 : vérification:

a) Vérification à L'E.L.U :

❖ Condition de non fragilité ; BAEL91 (Art A.4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimale ; BAEL 91(ART-B.5.3.1) :

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.001 = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc: $A = \max(A^{BAEL}; A^{RPa}; A^u)$

Elément	A _u (cm ²)	A ^{RPA} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Terrasse	1.558	1.6	1.569	5HA10 = 3,93
Etage courant	1.663	1.6	1.569	5HA10 = 3,93

Tableau III.4: ferrailage de balcon

b) Vérification à L'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type f_e E400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

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

Elément	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	F _{c28} (MPa)	ᾱ	α	Condition
Terrasse	6951.015	5103.9	1.36	25	0.43	0.035	CV
Etage courant	7403.6025	5326.65	1.39	25	0.445	0.038	CV

Tableau III.5: vérification de la contrainte

III.3.2.7. Contrainte de cisaillement : BAEL91 (ART A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12972.825}{1000 \times 130} = 0.099 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Terrasse :**

$$\tau_u = 0.099 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_\mu = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etage courant :**

$$\tau_u = 0.107 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_\mu = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.2.8. Armature de répartition :

➤ **Terrasse :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adop}}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

➤ **Etage courant :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adop}}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

III.3.2.9. Espacement entre les armatures :

a) **Armature longitudinale :**

➤ **Terrasse :**

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

$$s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}; \text{ Soit : } S_L = 20 \text{ cm}$$

➤ **Etage courant :**

$$s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}; \text{ Soit : } S_L = 20 \text{ cm}$$

b) **Armatures de répartition :**

$$S_r \leq \min(4 \cdot h; 45 \text{ cm}) = \min(48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ Terrasse :

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

➤ Etage courant :

$$s_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}; \text{ Soit: } S_T = 25 \text{ cm}$$

III.3.1.10. calcul de la flèche : BAEL91 (Art B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{90} = 0,177 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Terrasse :

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow 0,0013 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Etage courant :

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow 0,00154 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

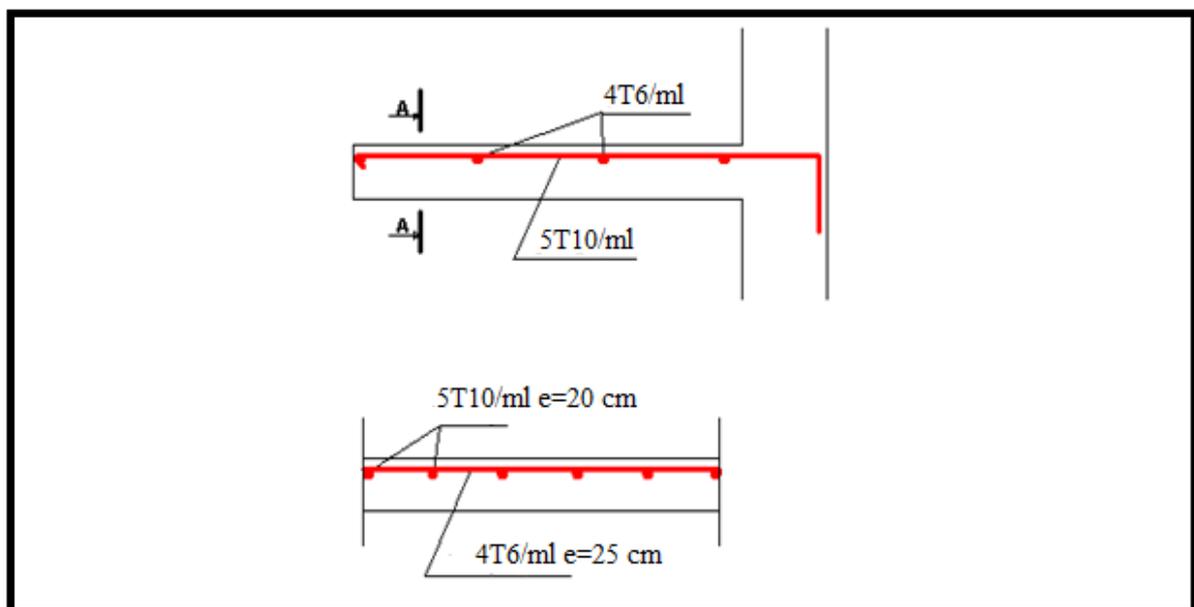
III.3.2.11. Schéma de ferrailage :

Figure III.6 : Schéma de ferrailage des balcons étage courant et terrasse.

III.3.3. balcon appuyé sur deux côtés :

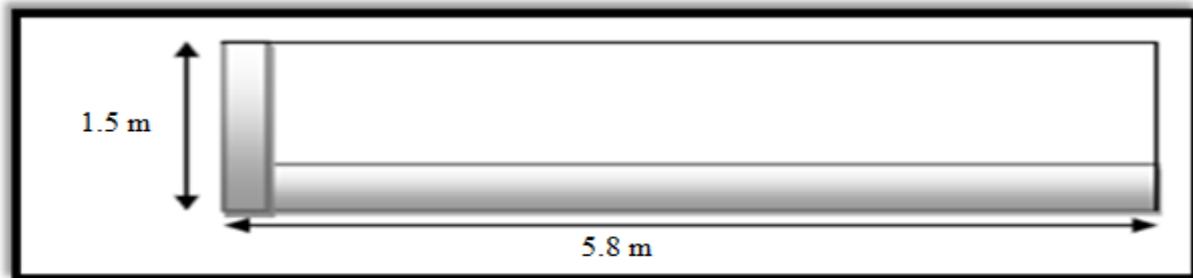


Figure III.7. balcon sur deux cotés

III.3.3.1. Méthode de calcul :

Une dalle de dimension l_x et l_y avec $l_x \leq l_y$, le calcul se fait sur une bande de 1m de longueur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple du a

G : charger permanentes.

Q : surcharge d'exploitation.

P : charge de murs extérieur et l'acrotère.

$$L_x = 1.50 \text{ m}$$

$$L_y = 5.80 \text{ m}$$

$$\rho = L_x/L_y = 150/580 = 0.25 < 0.4$$

La dalle travaille suivant l_x comme une console.

III.3.3.2. Évaluation des charges :

➤ Terrasse :

Charge permanentes : $G = 7530 \text{ N/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1000 \text{ N/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(7530) + 1.5(1000) = 11665.5 \text{ N/ml}$$

$$q_s = G + Q = 7530 + 1000 = 8530 \text{ N/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 1832.5 = 2473.87 \text{ N/ml}$$

✓ Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{11665.5 \times 1.5^2}{2} + (2473.87 \times 1.5) = 16834.49 \text{ N.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u = 11665.5 \times 1.5 + 2473.87 = 19972.12 \text{ N}$$

➤ Etage courant :

Charge permanentes : $G = 5580 \text{ N/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 3500 \text{ N/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5580) + 1.5(3500) = 12783 \text{ N/ml}$$

$$q_s = G + Q = 5580 + 3500 = 9080 \text{ N/ml}$$

$$P_u = 1.35(1500 \times 2.86 \times 1) = 5872.5 \text{ N/ml}$$

✓ **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{12783 \times 1.5^2}{2} + (5872.5 \times 1.5) = 23189.62 \text{ N.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u = 12783 \times 1.5 + 5872.5 = 25047 \text{ N}$$

III.3.3.3. Calcul de ferrailage :

On va calculer le balcon plus sollicité : fissuration peu nuisible On prend :

$$C = 2 \text{ cm} ; d = h - C = 16 - 3 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

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

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

$$A = \frac{M_u}{\sigma \times \beta \times d}$$

Élément	M_1	μ	α	β	$A^u \text{ (cm}^2\text{)}$
Terrasse	16834.49	0.07	0.090	0.964	3.86
Etage courant	23189.62	0.096	0.126	0.949	5.40

Tableau III.6 : Section d'armature

III.3.3.4. Vérification :

a) Vérification l'E.L.U :

Condition de non fragilité : BAEL91 (Art A4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale ; BAEL91 (Art B5.3.1) :

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.001 = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A^{BAEL}; A^{RPA}; A^u)$$

Elément	$A^u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Terrasse	3.86	1.6	1.56	5HA12 = 5,65
Etage courant	5.40	1.6	1.56	5HA12 = 5,65

Tableau III.7 : Ferrailage de balcon

b) Vérification à l'E.L.S :

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

Elément	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	F_{c28}	$\bar{\alpha}$	α	Condition
Terrasse	16834.49	12345	1.36	25	0.43	0.090	CV
Etage courant	23189.62	16650	1.39	25	0.445	0.126	CV

Tableau III.8 : vérification des contraintes

III.3.3.5. contrainte de cisaillement: BAEL91 (Art A.5.1):

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

➤ **Terrasse :**

$$\tau_u = \frac{19972.12}{1000.130} = 0.153 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Etage courant :**

$$\tau_u = 0.192 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.3.6 armature de répartition

➤ **Terrasse :**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

on adopte $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Etage courant :**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

on adopte $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

III.3.3.7. Espacement entre les armatures :

a) Armature longitudinal :

➤ **Terrasse :**

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

$$s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm; Soit : } S_L = 20 \text{ cm}$$

➤ **Etage courant :**

$$s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}; \text{ Soit : } S_L = 20 \text{ cm}$$

b) Armature de répartition :

$$S_r \leq \min(4 \cdot h; 45 \text{ cm}) = \min(48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ **Terrasse :**

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

➤ **Etage courant :**

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

III.3.3.8 : calcul de la flèche : BAEL 91(Art B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{150} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etage courant :**

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow 0.0047 < \frac{4.20}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Terrasse :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \Rightarrow 0,106 \geq 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, dont le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.3.3.9. Schéma de ferrailage :

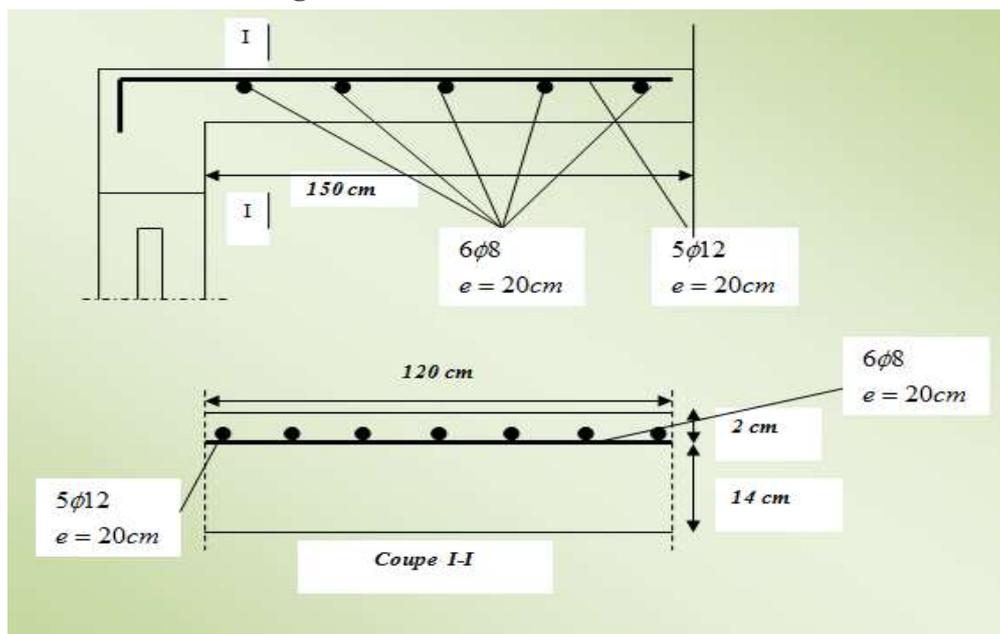


Figure III.8. Ferrailage de balcon terrasse et balcon étage courant

III.4: L'escalier:

III.4.1.introduction:

L'escalier se calcul comme une poutre a section rectangulaire travaillant a flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m de largeur .notre bâtiment contient un seul type d'escalier.

III.4.2. Les charges appliquées :

Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse	7,85	2,5
Palier	5,04	2,5

III.4.3. Combinaisons d'action :

- **E.L.U** : $P_u = 1.35G + 1.5Q$
- **E.L.S** : $P_{ser} = G + Q$

Elément	Palier (KN/m ²)	Paillasse (KN/m ²)
ELU	10,35	14,34
ELS	7,54	10,55

III.4.4. La charge équivalente :

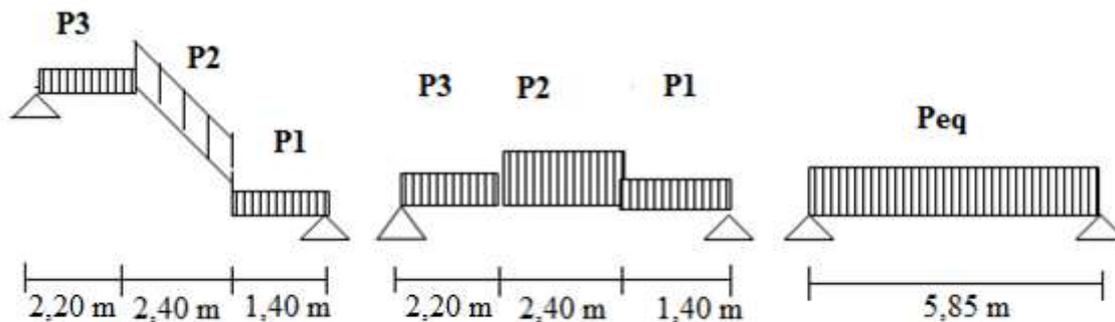


Figure III.10 : Schéma des charges équivalentes L'ELU

La charge équivalente :
$$P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2 + P_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

ELU : $P_{eq} = 11,94 \text{ KN/ml}$

ELS : $P_{eq} = 8,74 \text{ KN/ml}$

➤ L'ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8} = 11,94 \times \frac{6^2}{8} = 50,89 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_{app} = 0,3M_0 = 0,3 \times 50,89 = 15,26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée: } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 50,89 = 43,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = P_{eq} \frac{L}{2} = 11,94 \times \frac{6}{2} = 33,93 \text{ KN}$$

➤ L'ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8} = 8,74 \times \frac{6^2}{8} = 36,63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_{app} = 0,3M_0 = 0,3 \times 36,63 = 10,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée: } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 36,63 = 31,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = P_{eq} \frac{L}{2} = 8,74 \times \frac{6}{2} = 24,42 \text{ KN}$$

Élément	P_{eq} (KN)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	11,94	50,89	15,26	43,25	33,93
ELS	8,44	36,63	10,98	31,13	24,42

Tableau III.9. Effort interne dans l'escalier.

III.4.5. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

III.4.5.1. Armatures longitudinales :

➤ L'E.L.U :

$F_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$; $\mu = 0,392$; $c = 2 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;
 $D = h - c = 14 \text{ cm}$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15260}{14,2 \times 100 \times 14^2}$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}]$$

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

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad A' = 0$$

Elément	M_u (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Sur appui	15260	0,0548	0,070	0,972	3,22
Sur travée	43250	0,1553	0,212	0,915	9,70

III.4.6. Vérification :

➤ Condition de non fragilité : BAEL91 (Art A.4.2) :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale : BAEL91 (ART B.5.3.1) :**

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 16 = 1,6 \text{ cm}^2$$

Elément	A_u (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Sur appui	3,22	1,6	1,69	3,22	4HA12 = 4,52
Sur travée	9,70	1,6	1,69	9,70	5HA16 = 10,05

Tableau III.10. Le ferrailage de l'escalier.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400 , la vérification σ_b est inutile , si la condition suivante est remplie :

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

Elément	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	α	condition
Sur appui	15260	10980	1,39	25	0,445	0,070	CV
Sur travée	43250	31130	1,39	25	0,445	0,212	CV

Tableau III.11.vérification de la contrainte.

III.4.7. Contrainte de cisaillement : BAEL 97(art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33930}{1000 \times 140} = 0,242 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{ (BAEL91 art A.5.1.211)}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots$ Condition vérifiée.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = A/4$$

Elément	A_l (cm ²)	A_r (cm ²)	A_{adm} (cm ²)
Sur appui	4,52	1,130	3HA8 = 1,51
Sur travée	10,05	2,512	4HA10 = 3,14

III.4.8. Espacement des armatures:

a) **Armature longitudinal :**

➤ **Sur appui :**

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

$$s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}; \text{ Soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

➤ **Sur travée :**

$$s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}; \text{ Soit : } S_L = 20 \text{ cm}$$

b) armature de répartition :

$$S_r \leq \min(4 \cdot h; 45 \text{ cm}) = \min(48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ **Sur appui :**

$$s_r = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \text{ Soit: } S_T = 33 \text{ cm}$$

➤ **Sur travée :**

$$s_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \text{ Soit: } S_T = 25 \text{ cm}$$

III.4.9. Calcul de flèche : BAEL91 (art B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{600} = 0,026 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow 0,01005 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o}; M_t = 0,85 \times M_o \Rightarrow 0,026 \geq 0,085 \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

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

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

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + \eta A_3 d}{bh + \eta A_s}$$

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

$$Y_G = \frac{100 \times \frac{16^2}{2} + 15 \times 10,05 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 10,05} = 8,51 \text{ cm}$$

Alors: $Y'_G = h - Y_G = 16 - 8,51 = 7,49 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15A(d - y^2)$$

$$I = \frac{100 \times 16^3}{12} + 15 \times 10,05(14 - 8,51^2) = 25326,50 \text{ cm}^2$$

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

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

$$I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \times \left[\left(\frac{16}{2} \right) - 8,51 \right]^2 + 15 \times 10,05 \times (14 - 8,51)^2$$

$$= 39093,11 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_1 = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{10,05}{14 \times 100} = 0,0071$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0,05 t_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0,0071} = 2,95$$

- **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0,0071} = 1,18$$

- **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanente.

J : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

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

$$g = \frac{(5040 \times 1,4) + (7850 \times 2,4) + (5040 \times 2,20)}{(1,4 + 2,4 + 2,20)} = 6164 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(3500 \times 1,4) + (4190 \times 2,40) + (3500 \times 2,20)}{(1,4 + 2,40 + 2,20)} = 3776 \text{ N/ml}$$

$$p = g + Q = 6164 + 2500 = 8664 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{6164 \times 6^2}{8} = 27738 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{3776 \times 6^2}{8} = 16992 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{p \times L^2}{8} = \frac{8664 \times 6^2}{8} = 38988 \text{ N.m}$$

- **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature :**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0,0071 = 0,71$$

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

On tire la valeur β_1 :

$$\rho_1 = 0,71 \Rightarrow \beta_1 = 0,90$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{27738}{10,05 \times 0,90 \times 14} = 219,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{16992}{10,05 \times 0,90 \times 14} = 134,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{38988}{10,05 \times 0,90 \times 14} = 307,88 \text{ MPa}$$

- **Calcul du coefficient μ**

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0071 \times 219,04 + 2,1} = 0,558$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{tza}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,0071 \times 134,18 + 2.1} = 0,378$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{238}}{4 \times p \times \sigma_p^s + f_{t38}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,0071 \times 307,88 + 2.1} = 0,661$$

Donc:

$$I_{fv}^g = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 39093,11}{1 + 1,18 \times 0,558} = 26494,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 39093,11}{1 + 2,95 \times 0,558} = 16813,58 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda_v \times \mu_j)} = \frac{1,1 \times 39093,11}{1 + 1,18 \times 0,378} = 29738,05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda_v \times \mu_p)} = \frac{1,1 \times 39093,11}{1 + 1,18 \times 0,661} = 24450,69 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL91. artA. 2.1.21)}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL91. artA. 2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[27738 \times (6^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 26494,98]} = 0,000318 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[27738 \times (6^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 16813,58]} = 0,000169 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[[16992 \times (6^2)]]}{[10 \times 10818.87 \times 29738,05]} = 0,000190 \text{ cm}$$

$$f_{fv}^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^p} = \frac{[38988 \times (6^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 24450,69]} = 0,000167 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,000126 \text{ cm} < f_{adm} = 0,5 + \frac{600}{1000} = 1,1 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.4.9. Présentation ferrailage d'escalier:

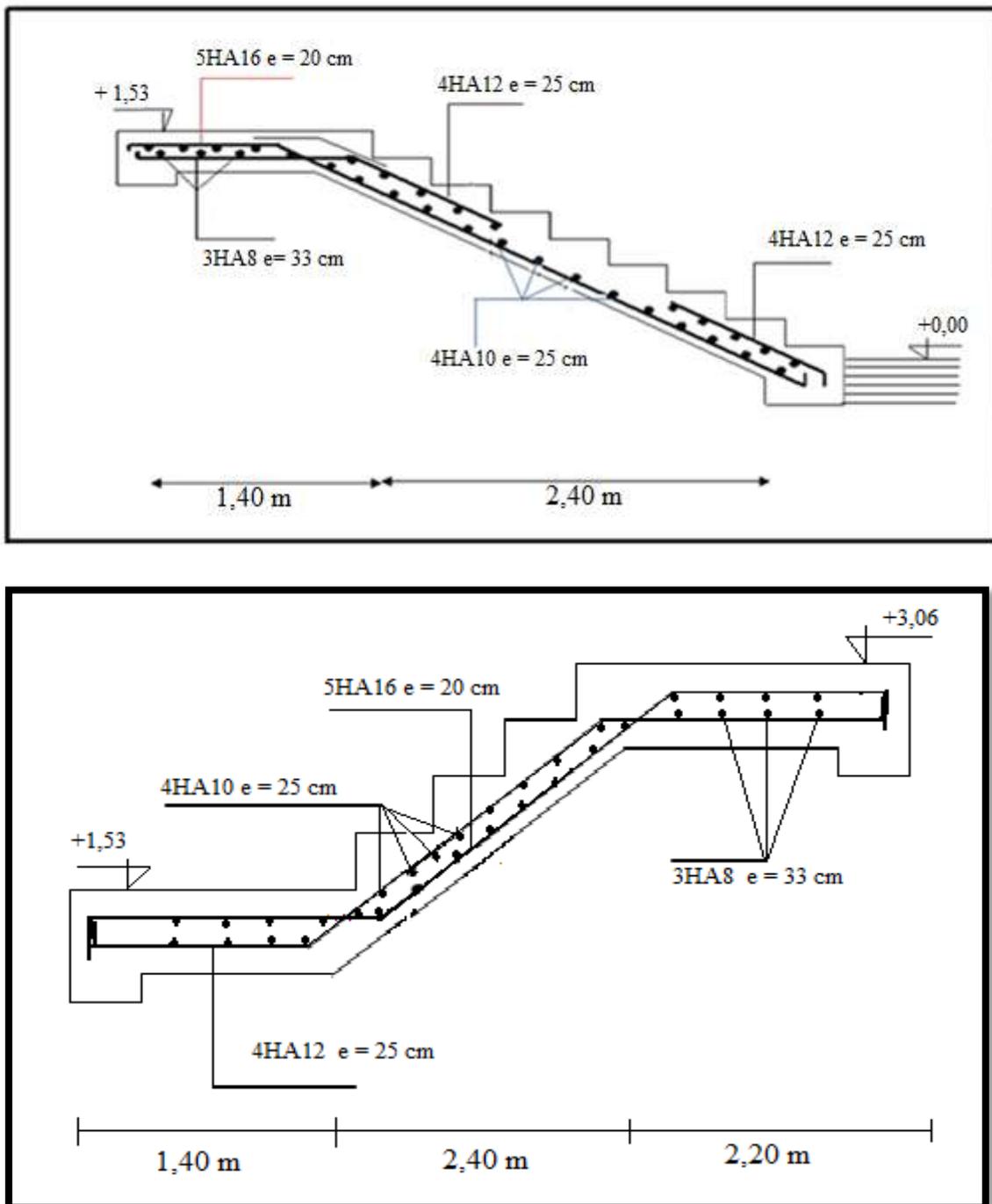


Figure III.11 : Ferrailage d'escalier

III.5. La poutre palière :

III.5.1. pré-dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL 91 et vérifiée en considérant le RPA 99/2003 à partir de la condition du flèche.

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33 \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

D'après le RPA on prend $h=35$ cm

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$14 \leq b \leq 28 \text{ cm,}$$

on prend: $b = 30$ cm

Selon le RPA99/version 2003 art (7.5.1)

$h \geq 30$: $h = 35$ condition vérifiée.

$b \geq 20$: $b = 30$ condition vérifiée.

$h/b \leq 4 = 1.16$ condition vérifiée.

Donc on choisit une section de la poutre palière (**30×35**)

Poids propre de la poutre : $g=0.35 \times 0.3 \times 25=2.62$ KN

III.5.2. Évaluation des charges :

On prend une largeur d'escalier qui est $b = 1$ m

Poids du palier : $G = 4.04$ KN/ml

Poids de paillasse : $G = 6.66$ KN/ml

➤ **La réaction d'escalier au niveau du palier :**

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = \left(\frac{6.66 \times 1.4 + 4.04 \times 2.4}{1.4 + 2.4} \right) \times \frac{3.8}{2} = 9.51 \text{ KN/ml}$$

➤ **La surcharge :**

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{3.8}{2} = 4.75 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids du mur :**

$$P_m = G_m \times \left(\frac{h}{2} \right) - h_{p.sec} = 2.85 \times \left[\left(\frac{3.06}{2} \right) - 0.4 \right] = 3.22 \text{ KN/ml}$$

III.5.3. Calcul de la poutre en flexion :

III.5.3.1. Combinaison d'action :

➤ **ELU :**

$$P_u = 1.35 (g+p+p_m) + 1.5q$$

$$P_u = 1.35 (2.62+9.51+3.22) + 1.5 (4.75) = 27.84 \text{ KN /ml}$$

➤ **ELS :**

$$P_{ser} = g+p+p_m+q = 2.62+9.51+3.22+4.75$$

$$P_{ser} = 20.1 \text{ KN/ml}$$

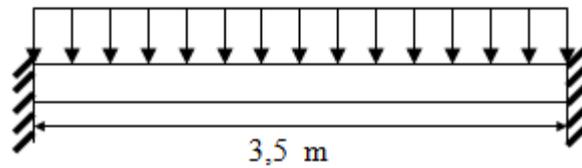


Figure. III.12. Schéma statique de la poutre palière.

III.5.3.2. Les sollicitations :

➤ ELU :

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 27840 \times \frac{3.5^2}{12} = 28420 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_t = P_u \times \frac{L^2}{24} = 27840 \times \frac{3.5^2}{24} = 14210 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$T_u = P_u \times \frac{L}{2} = 27840 \times \frac{3.5}{2} = 48720 \text{ N} \cdot \text{m}$$

➤ ELS :

$$M_a = P_s \times \frac{L^2}{12} = 20100 \times \frac{3.5^2}{12} = 20518.75 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_t = P_s \times \frac{L^2}{24} = 20100 \times \frac{3.5^2}{24} = 10259.37 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$T_u = P_s \times \frac{L}{2} = 20100 \times \frac{3.5}{2} = 35175 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Elément	P_{eq} (N/m)	M_a (N.m)	M_t (N.m)	T_u (N.m)
ELU	27840	28420	14210	48720
ELS	20100	20518.75	10259.37	35175

Tableau .III.12: Effort interne dans poutre palier.

III.5.4. Calcul du ferrailage à l'ELU :

➤ Armatures longitudinales :

On va calculer le balcon plus sollicité : fissuration peu nuisible ; On prend :

➤ L'ELU :

$$F_c = 400 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}, \mu_l = 0.392$$

$$C = 3 \text{ cm} ; d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}.$$

➤ **Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28420}{14.2 \times 30 \times 32^2} = 0.065 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2(0.065)}] = 0.084$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.084) = 0.96$$

$$A = \frac{28420}{348 \times 0.96 \times 32} = 2.65 \text{ cm}^2$$

A=0 (la section est simplement armée)

Elément	M _u (N.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)
Sur appui	28420	0.065	0.084	0.96	2.65
Sur travée	14210	0.032	0.040	0.98	1.30

III.5.5. Vérification :**Vérification à l'ELU :**➤ **Condition de non fragilité :** BAEL 91'art -A.4.2) :

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale :** BAEL91 (ART-B.5.3.1)

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale :** RPA (art7.5.12)

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_{min}^1; A_{min}^2; A_{min}^{RPA}; A^u)$$

Elément	As (cm ²)	A _{min} ¹	A _{min} ²	A _{min} ^{RPA}	A _{max} (cm ²)
En travée	1.30	1.15	1.05	5.25	1.30
En appui	2.65	1.15	1.05	5.25	2.65

Tableau .III.13: Le ferrailage de poutre palier.

Donc on choisit la section de ferrailage après le calcul de la poutre palière à la torsion.

Vérification a l'ELS :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E400, la vérification de σ_b est inutile, si la

Condition suivante est remplie :

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

élément	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (Mpa)	$\bar{\alpha}$	α	Condition
Sur appui	28420	20518.75	1.38	25	0.44	0.084	Cv
Sur travée	14210	10259.37	1.38	25	0.44	0.040	Cv

Tableau .III.14: Vérification de la contrainte.

III.5.6.contrainte de cisaillement: BAEL 91(art: A.5.1):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{48720}{300 \times 320} = 0.5075 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_h}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.25 \text{ MPa}$$

- **L'ELU :**

$\tau_u = 0.5075 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.7. Armatures transversales : D'après le RPA (ART.7.5.2.2) :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

$$s \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12\phi_l\right) \Rightarrow s \leq 8.75 \text{ cm} \Rightarrow s = 8 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}; \text{ Dans la zone nodale on adopte 2HA8 (1,01cm}^2\text{)}$$

$$s \leq \frac{35}{4} \Rightarrow s \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow s = 15 \text{ cm}; \text{ Dans la zone courante}$$

➤ **La quantité des armatures transversales :**

Selon BAEL91 :.....(ART.5.1.22)

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{b_0} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{18}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.54 \text{ cm}^2$$

Selon le **BAEL91:** (Art A.5.1, 23)

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S' \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_e} = \frac{30 \times 18 \times (0.507 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} \Rightarrow A_t \geq -0.20 \text{ cm}^2$$

Selon le **RPA 99 (ver. 2003 art 7.5.2.2) page 69**

$$A_t = 0.003 \times 18 \times 30 = 1.62 \text{ cm}$$

$$A_t = \max(A_{tBAEL}, A_{tRPA}) \rightarrow A_t = A_{tRPA} = 1.62 \text{ cm}^2; \text{ Danc on adopte } 4\text{HA}8(2.01\text{cm}^2)$$

Remarque :

Afin d'éviter des désagréments, on dépose des armatures constructives.
on adopte 4HA8 = 2,01 cm².

III.5.8. Calcul de la poutre palière a la torsion :

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

$$M_{tor} = M_{app} \text{ (Escalier)}$$

$$M_{tor} = M_{app} \times \frac{L}{2} = 28420 \times \frac{3.5}{2} = 49735 \text{ N.m}$$

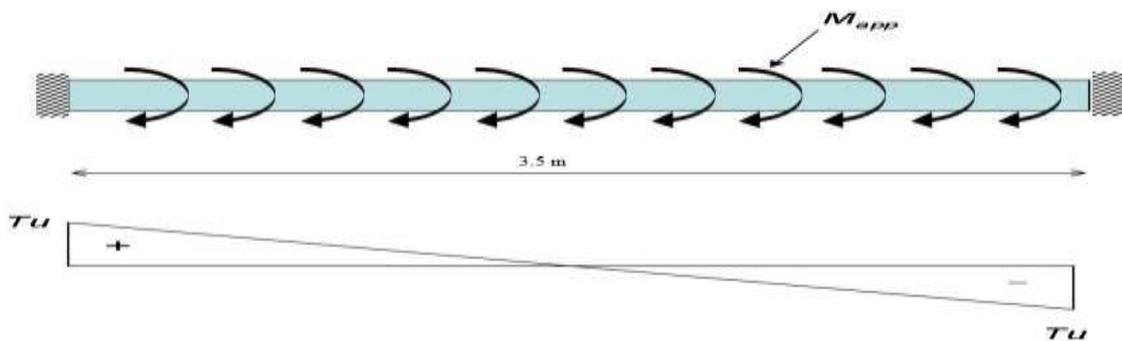


Figure. III.13. Schéma de la poutre palière à la torsion.

• **Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21)**

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

$$\tau_u = \frac{M_{TOR}}{2 \times \Omega \times e}$$

T_u : moment de torsion (T_u = 48720 N.m)

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (h - e)(b - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (35 - 5)(30 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv}^2 = \frac{48720}{2 \times 750 \times 5 \times 10} = 0.649 \text{ MPa}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \text{ (section pleine) (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.3)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0.649^2 + 0.507^2 = 0.678 \text{ MPa} \leq (3.25)^2 = 10.56 \text{ MPa} \dots \text{ Condition Vérifiée.}$$

➤ **Les armatures longitudinales :.....(BAEL91 ver99 ; Art5.44) :**

$$\Sigma A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

μ : Le périmètre du contour d'aire Ω de la section efficace.

ΣA_l = la des sommes des sections aciers longitudinaux.

T_u = le moment de torsion maximale.

$$A_t = \frac{110 \times 48720}{2 \times 750 \times \frac{400}{1,15}} = 10,27 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :(BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.4) :**

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{T_u \times S'_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow \frac{48720 \times 18}{2 \times 750 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale des armatures : BAEL 91**

$$\frac{\Sigma A_t \times f_e}{b_0 \times U} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{10,27 \times 400}{5 \times 110} = 7,46 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

$$\frac{\Sigma A_t \times f_e}{b_0 \times S'_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,68 \times 400}{5 \times 18} = 7,47 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

➤ **Condition de la Flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 > 0,085 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow 0,0032 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Les armatures totales :

1) **Armatures longitudinales :** $A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$

Sur travée :

***Nappe supérieure :** $A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 1,30 + \frac{10,27}{2} = 6,43 \text{ cm}^2$

Soit : $A_\ell^{tot} = \mathbf{6HA12} = \mathbf{6,79 \text{ cm}^2}$

***Nappe inférieure :** $A_\ell^{tot} = \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 5,135 \text{ cm}^2$

Soit : $A_\ell^{tot} = \mathbf{5HA12} = \mathbf{5,65 \text{ cm}^2}$

Sur appui :

***Nappe supérieure :** $A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 2,65 + \frac{10,27}{2} = 7,78 \text{ cm}^2$

Soit : $A_\ell^{tot} = \mathbf{3T14+3HA12} = \mathbf{8,01 \text{ cm}^2}$

***Nappe inférieure :** $A_\ell^{tot} = \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 5,135 \text{ cm}^2$

Soit : $A_\ell^{tot} = \mathbf{5HA12} = \mathbf{5,65 \text{ cm}^2}$

2) Armatures transversales :

$$A_l^{\text{tot}} = A_t^{fl} + A_t^{\text{tor}} = 1.905 \text{ cm}^2$$

Donc soit : $A_l^{\text{tot}} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.5.10. Dessin de ferrailage de la poutre palière :

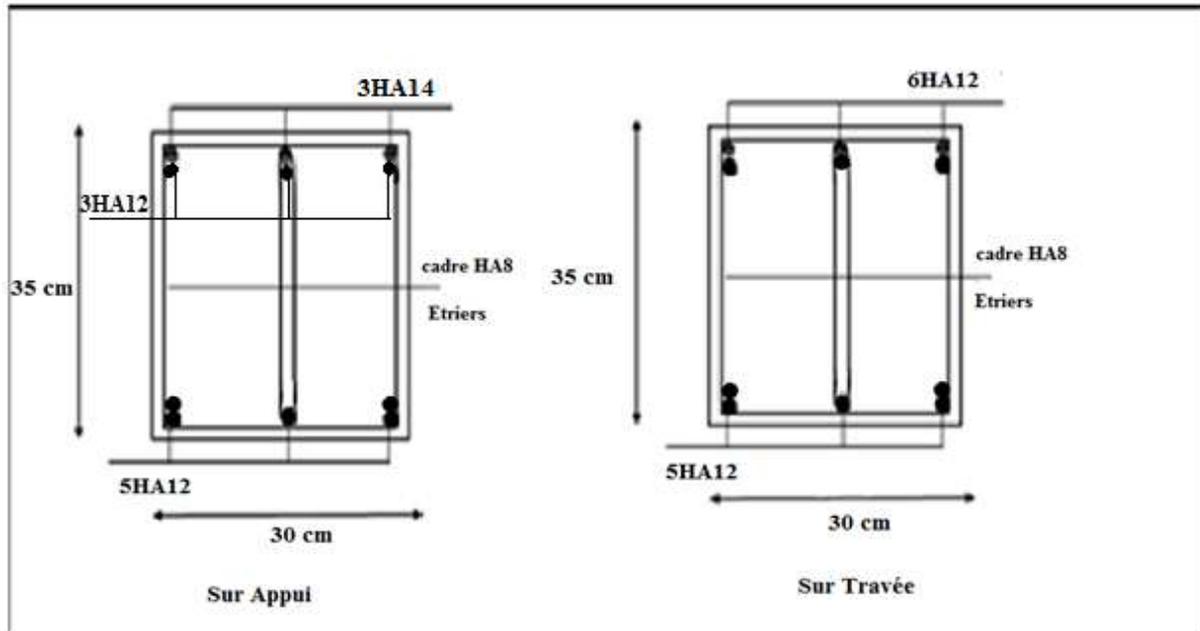
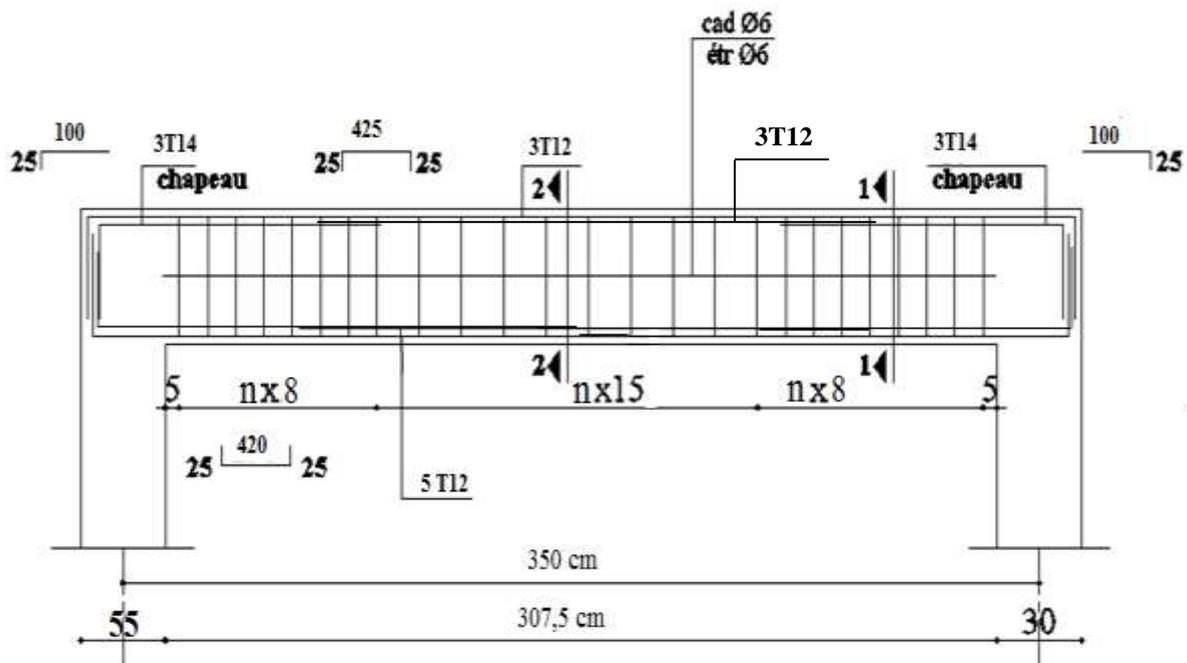


Figure. III.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière.



Chapitre IV:
Etude des planchers

Chapitre IV :

Etude des planchers

IV.1.introduction:

Les planchers sont des plates-formes horizontales destinés à supporter les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux (20+ 4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4 cm.

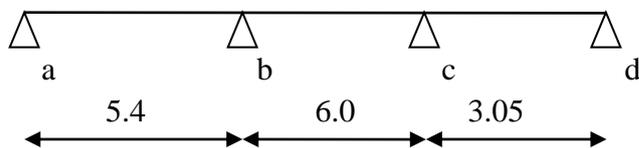
Le plancher à corps creux est constitué de :

- ✓ Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- ✓ Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu, sa hauteur est de **20 cm**.
- ✓ Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

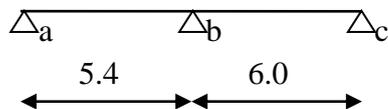
IV.2.types des poutrelles:

Nous avons trois (03) types des poutrelles à calculer :

- **Type 1:** plancher repose sur (4) appuis.



- **Type2:** plancher repose sur (3) appuis.



- **Type3:** plancher repose sur (2) appuis.



IV.3 : choix de la méthode de calcul :

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

- ✓ méthode forfaitaire.
- ✓ méthode des trois moments.
- ✓ méthode de Caquot

IV.4: Evaluation des charges:

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Charge permanentes: $G = 6,73 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow G = 6,73 \times 0,65 = 4,37 \text{ KN/ml}$.

Sur charge d'exploitation: $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$.

➤ Plancher étage courant :

Charge permanentes: $G = 5,78 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow G = 5,78 \times 0,65 = 3,75 \text{ KN/ml}$.

Sur charge d'exploitation: $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$.

IV.4.1: La combinaison de charge:

➤ Plancher terrasse inaccessible :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,87 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_{ser} = G + Q = 5,02 \text{ KN/ml}$.

➤ Plancher étage courant :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,51 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_{ser} = G + Q = 4,72 \text{ KN/ml}$.

IV.5: Méthode forfaitaire:

IV.5.1. 1.Principe de la méthode forfaitaire :

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

Selon l'article **B 6.2, 210 de C.B.A 93**, cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq (2.G ; 5K \text{ N/m}^2)$.
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$
- 4) La fissuration peu nuisible.

IV.5.1.2. L'application des méthodes forfaitaires :

- 1^{er} condition : $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$

$$G = 4,37 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml} \quad Q < \max \{8,74 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- 2^{ème} condition : I est constante

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

On $I = \text{cte}$ pour toutes les travées.....Condition vérifiée.

- 3^{ème} condition :

$$L_i/L_{i+1} = 3,05/6,0 = 0,50 \notin (0,8 ; 1,25) \dots\dots\dots \text{Condition non satisfaite.}$$

$$L_i/L_{i+1} = 6,0/5,4 = 1,11 \in (0,8 ; 1,25) \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.}$$

- 4^{ème} condition : fissuration peu nuisible Condition satisfaite.

Cette méthode n'est pas applicable car la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée.

Donc on utilise la méthode de Caquot exposée ci-dessous.

IV.3.2. Méthode de Caquot minorée :

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

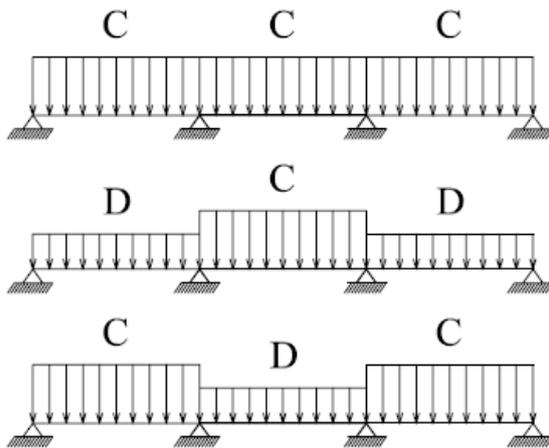
IV.3.2.1. Principe de calcul par la méthode de Caquot minorée :

- **Condition d'application**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5 \text{ kN/m}^2$. Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; différence de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $G' = \frac{2}{3} G$ pour le calcul des moments sur appui.

$$L' = L \text{ (travée de rive)}$$

$$L' = 0,8 L \text{ (travée intermédiaire)}$$



Cas 1 : CCC $|M_w|$ et $|M_e|$ maximums

Cas 2 : DCD M_t maximum

Cas 3 : CDC M_t minimum

1) Moments aux appuis :

$$M_a = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8,5(l_w^3 + l_e^3)}$$

$$G' = (6,73 \times \frac{2}{3}) \times 0,65 = 2,91 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1,35G' + 1,5Q = \mathbf{4,90 \text{ KN/ml.}}$$

2) Moments en travée :

$$M_{tm} = \frac{Px(l-x)}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$x_{Mt}^2 = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl}$$

$$x_1 = x_{Mt}^2 - \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}}$$

$$x_2 = x_{Mt}^2 + \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}}$$

3) Calcul de l'effort tranchant T:

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

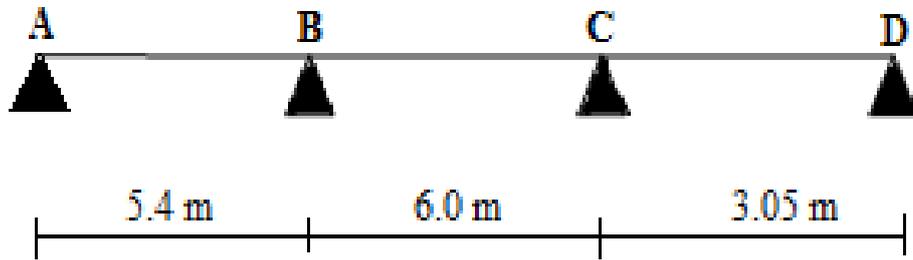
$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

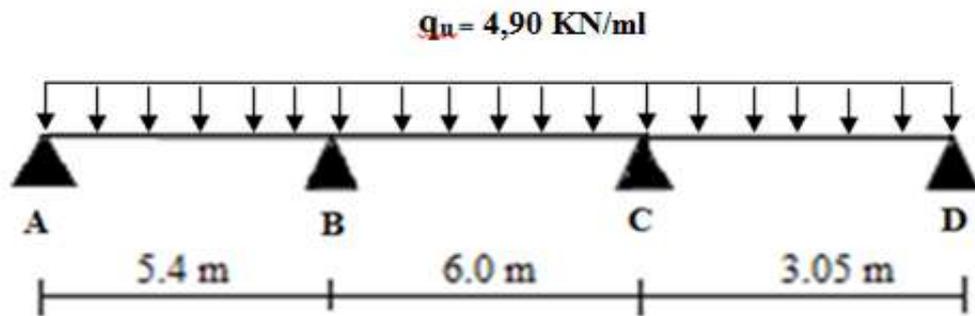
Les résultats obtenus par méthode de Caquot (M, T).

➤ **Plancher Terrasse (ELU):**

Travées type 1 : poutre repose sur 4 appuis :



Moments des appuis :



q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{4,90 \times (5,4^3 + 6^3)}{8,5(5,4 + 6)} = -18,88 \text{ KN.m}$$

Appuis	A	B	C	D
Moment (KN.m)	-16,80	-18,88	-15,56	-5,36

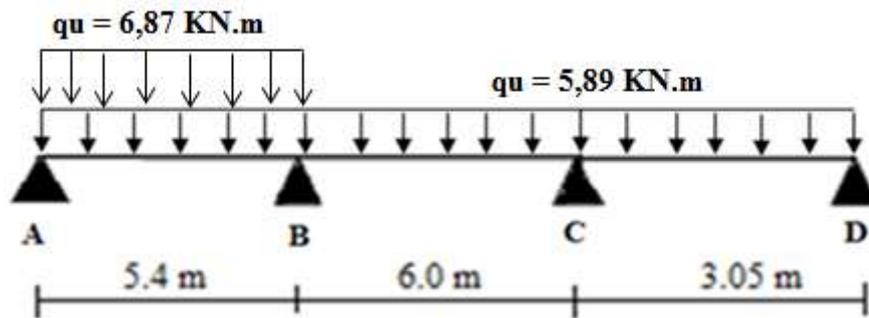
Moments des travées :

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl}$$

$$M_{tm} = \frac{Px(l-x)}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \left(\frac{x}{l}\right)$$

Calcul de moments maximaux en travée :

Travée A-B :



$$M_{i1}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_1(1 - \frac{x}{l}) + M_2(\frac{x}{l}) = 6,87 \times \frac{x}{2}(5,4 - x) - 16,80 \times (1 - \frac{x}{5,4}) - 18,88 \times (\frac{x}{5,4})$$

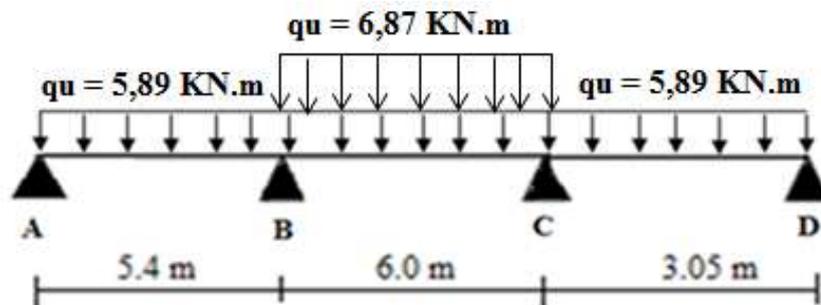
$$\Rightarrow M_{i1}(x) = -3,43x^2 + 18,16x - 16,8$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{5,4}{2} - \frac{(-16,8) - (-18,88)}{6,87 \times 5,4} = 2,64 \text{ cm}$$

$$M_{i1}(x = 2,64) = -3,43 \times 2,64^2 + 18,16 \times 2,64 - 16,8 = 7,23 \quad \Rightarrow$$

$$M_{i1}(x = 2,64) = 7,23 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :



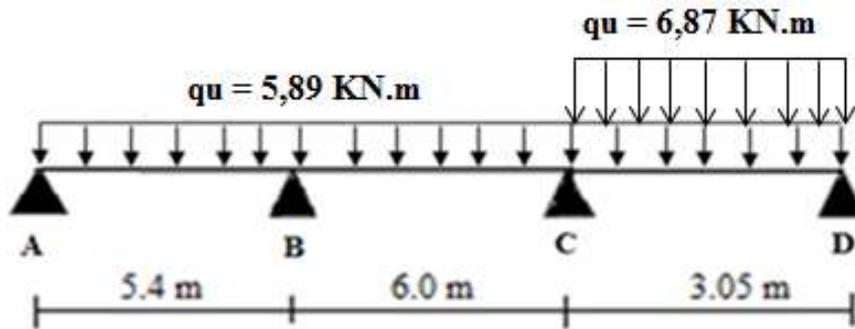
$$M_{i2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 6,87 \times \frac{x}{2}(4,8 - x) - 18,88(1 - \frac{x}{4,8}) - 15,56(\frac{x}{4,8})$$

$$\Rightarrow M_{i2}(x) = -3,43x^2 + 17,17x - 18,88$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{4,8}{2} - \frac{(-18,88) - (-15,56)}{6,87 \times 4,8} = 2,50 \text{ cm}$$

$$M_{i2}(x = 2,50) = -3,43 \times 2,5^2 + 17,17 \times 2,5 - 18,88 = 2,60 \quad \Rightarrow M_{i2}(x = 2,50) = 2,60 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :



$$M_{i3}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 6,87 \times \frac{x}{2}(3,05 - x) - 15,56(1 - \frac{x}{3,05}) - 5,36(\frac{x}{3,05})$$

$$\Rightarrow M_{i3}(x) = -3,43x^2 + 13,82x - 15,56$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{3,05}{2} - \frac{(-15,56) - (-5,36)}{6,87 \times 3,05} = 2,01 \text{ cm}$$

$$M_{i3}(x = 2,01) = -3,43 \times 2,01^2 + 13,82 \times 2,01 - 15,56 = -1,63 \Rightarrow$$

$$M_{i3}(x = 2,01) = -1,63 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B	B-C	C-D
Moment max (KN.m)	7,23	2,60	-1,63

L'effort tranchant :

$$T_W = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

$$T_{Wa} = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = 18,54 + \frac{(0) - (-16,80)}{5,4} = 21,65 \text{ KN}$$

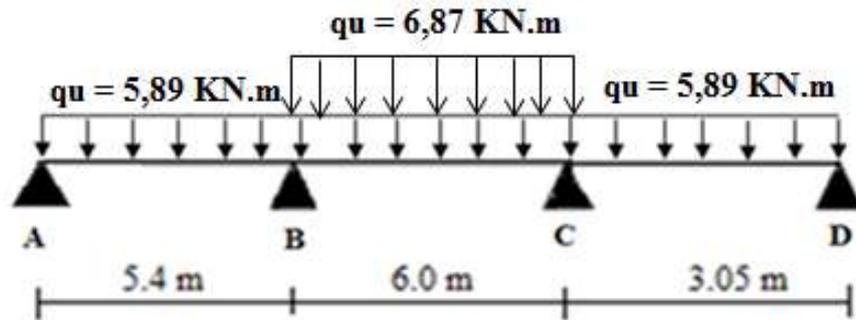
$$T_{ea} = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = -18,54 + \frac{(0) - (-16,80)}{5,4} = -15,42 \text{ KN}$$

$$T_{0a} = \frac{ql}{2} = \frac{6,87 \times 5,4}{2} = 18,54 \text{ KN}$$

Appuis	A _w	A _e	B _w	B _e	C _w	C _e	D _w	D _e
V (KN)	21,65	-15,42	14,62	-16,98	19,13	-8,21	12,23	-10,47

Calcul de moments minimum en travée :

Travée A-B:



$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 5,89 \times \frac{x}{2}(5,4 - x) - 16,80(1 - \frac{x}{5,4}) - 18,88(\frac{x}{5,4})$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -2,94x^2 + 15,52x - 16,80$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{5,4}{2} - \frac{(-16,80) - (-18,88)}{5,89 \times 5,4} = 2,63 \text{ cm}$$

$$M_{t1}(x=2,63) = -2,94 \times 2,63^2 + 15,52 \times 2,63 - 16,80 = 3,68 \Rightarrow M_{t1}(x=2,63) = 3,68 \text{ KN.m}$$

Travée C-D:

$$M_{t3}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 5,89 \times \frac{x}{2}(3,05 - x) - 15,56(1 - \frac{x}{3,05}) - 5,36(\frac{x}{3,05})$$

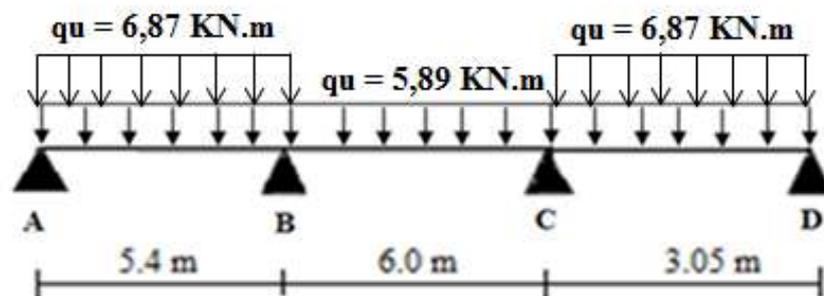
$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -2,94x^2 + 12,33x - 15,56$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{3,05}{2} - \frac{(-15,56) - (-5,36)}{5,89 \times 3,05} = 2,09 \text{ cm}$$

$$M_{t3}(x=2,09) = -2,94 \times 2,09^2 + 12,33 \times 2,09 - 15,56 = -2,63 \Rightarrow$$

$$M_{t3}(x=2,09) = -2,63 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :



$$M_{i2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 5,89 \times \frac{x}{2}(4,8-x) - 18,88(1 - \frac{x}{4,8}) - 15,56(\frac{x}{4,8})$$

$$\Rightarrow M_{i2}(x) = -2,94x^2 + 14,82x - 18,88$$

$$x_{\text{mt}} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{4,8}{2} - \frac{(-18,88) - (-15,56)}{5,89 \times 4,8} = 2,51 \text{ cm}$$

$$M_{i2}(x=2,51) = -2,94 \times 2,51^2 + 14,82 \times 2,51 - 18,88 = -0,20 \Rightarrow$$

$$M_{i2}(x=2,51) = -0,20 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B	B-C	C-D
Moment min (KN.m)	3,68	-0,20	-2,63

L'effort tranchant :

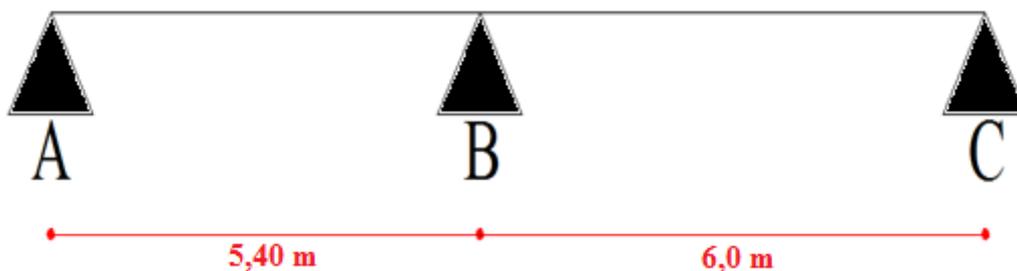
$$T_{Wa} = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = 15,90 + \frac{(0) - (-16,80)}{5,4} = 19,01 \text{ KN}$$

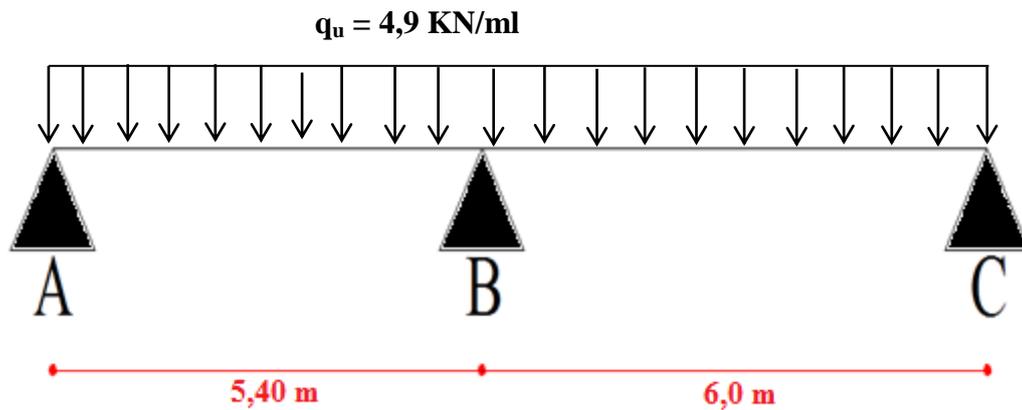
$$T_{ea} = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = -15,90 + \frac{(0) - (-16,80)}{5,4} = -12,78 \text{ KN}$$

$$T_{0a} = \frac{ql}{2} = \frac{5,89 \times 5,4}{2} = 15,90 \text{ KN}$$

Appuis	A _w	A _e	B _w	B _e	C _w	C _e	D _w	D _e
V (KN)	19,01	-12,78	18,77	-15,38	15,74	-10,37	10,73	-7,22

Travées type 2 : poutre repose sur 3 appuis :



1) Moments aux appuis :**Moments des appuis :**

Appuis	A	B	C
Moment (KN.m)	-16,80	-18,88	-20,75

Calcul de moments maximaux et minimum en travée :**Travée A-B :**

$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_1(1 - \frac{x}{l}) + M_2(\frac{x}{l}) = 6,87 \times \frac{x}{2}(5,4 - x) - 16,80 \times (1 - \frac{x}{5,4}) - 18,88 \times (\frac{x}{5,4})$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x) = -3,43x^2 + 18,16x - 16,8$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{5,4}{2} - \frac{(-16,8) - (-18,88)}{6,87 \times 5,4} = 2,64 \text{ cm}$$

$$M_{t1}(x = 2,64) = -3,43 \times 2,64^2 + 18,16 \times 2,64 - 16,8 = 7,23 \quad \Rightarrow$$

$$M_{t1}(x = 2,64) = 7,23 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_{t2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 6,87 \times \frac{x}{2}(6 - x) - 18,88(1 - \frac{x}{6}) - 20,75(\frac{x}{6})$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -3,43x^2 + 20,30x - 18,88$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{6}{2} - \frac{(-18,88) - (-20,75)}{6,87 \times 6} = 2,95 \text{ cm}$$

$$M_{t2}(x = 2,95) = -3,43 \times 2,95^2 + 20,3 \times 2,95 - 18,88 = 11,15 \quad \Rightarrow M_{t2}(x = 2,95) = 11,15 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B	B-C
Moment max (KN.m)	7,23	11,15
Moment min (KN.m)	3,68	6,74

L'effort tranchant :

$$T_{Wa} = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = 18,54 + \frac{(0) - (-16,80)}{5,4} = 21,65 \text{ KN}$$

$$T_{ea} = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = -18,54 + \frac{(0) - (-16,80)}{5,4} = -15,42 \text{ KN}$$

$$T_{0a} = \frac{ql}{2} = \frac{6,87 \times 5,4}{2} = 18,54 \text{ KN}$$

Appuis	A _w	A _e	B _w	B _e	C _w	C _e
V (KN)	21,65	-15,42	14,61	-17,59	20,20	-18,01

L'effort tranchant :

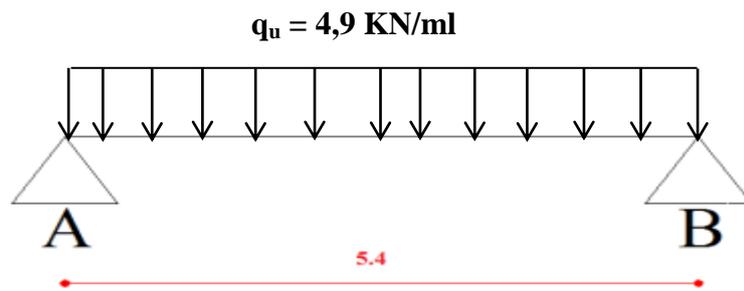
$$T_{Wa} = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = 15,90 + \frac{(0) - (-16,80)}{5,4} = 19,01 \text{ KN}$$

$$T_{ea} = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = -15,90 + \frac{(0) - (-16,80)}{5,4} = -12,78 \text{ KN}$$

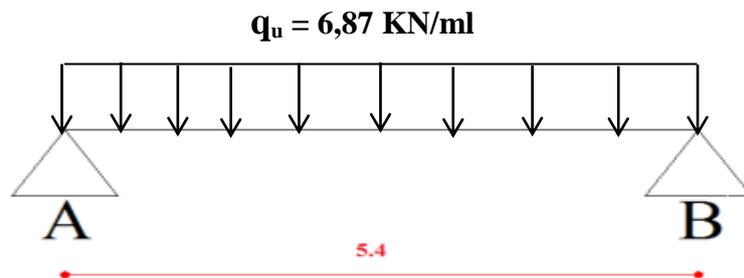
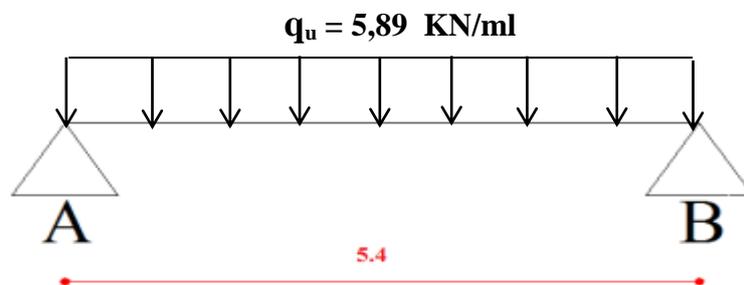
$$T_{0a} = \frac{ql}{2} = \frac{5,89 \times 5,4}{2} = 15,90 \text{ KN}$$

Appuis	A _w	A _e	B _w	B _e	C _w	C _e
V (KN)	19,01	-12,78	17,49	-15,34	20,26	-15,07

Travées type 3 : poutre repose sur 2 appuis :

Moments des appuis :

Appuis	A	B
Moment (KN.m)	-16,80	-16,80

Moments des travées :**Moment max :****Moment min :**

Travée	A-B
Moment max (KN.m)	8,25
Moment min (KN.m)	4,69

L'effort tranchant :**Pour M_{\max} :**

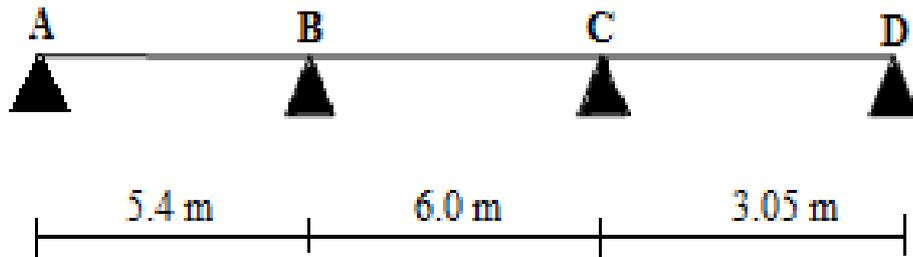
Appuis	A	B
V (KN)	18,54	-18,54

L'effort tranchant :Pour M_{\min} :

Appuis	A	B
V (KN)	15,90	-15,90

➤ Plancher courant (ELS):

Travées type 1 : poutre repose sur 4 appuis :

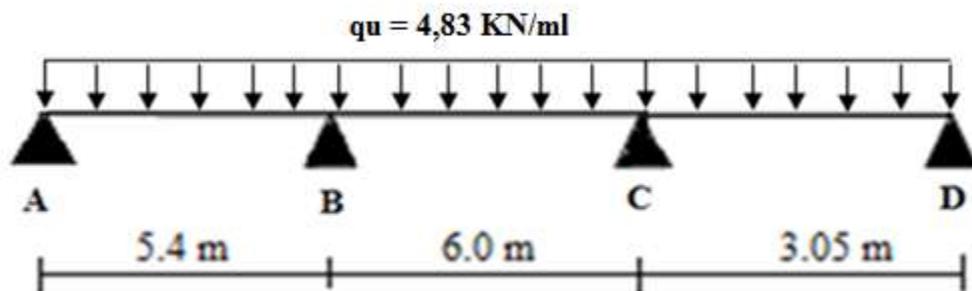
**Moments des appuis :**

$$M_a = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$G' = (5,78 \times \frac{2}{3}) \times 0,65 = 2,50 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1,35G' + 1,5Q = 4,83 \text{ KN/ml.}$$

 q_w : charge ultime réduite droite. q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{4,83 \times (5,4^3 + 6^3)}{8,5(5,4 + 6)} = -18,61 \text{ KN.m}$$

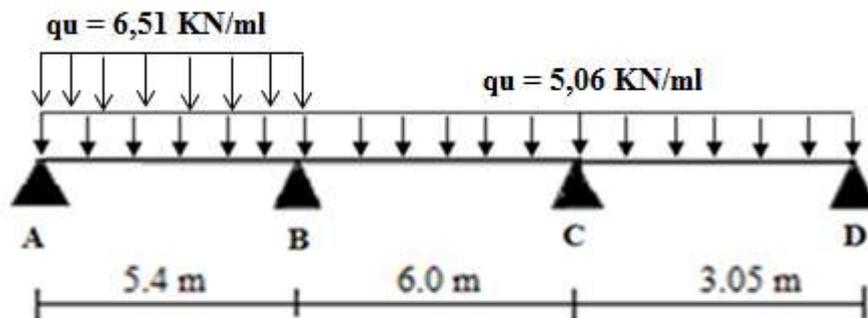
Appuis	A	B	C	D
Moment (KN.m)	-16,56	-18,61	-15,34	-5,28

Moments des travées :

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl}$$

$$M_{tm} = \frac{Px(l-x)}{2} + M_W \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \left(\frac{x}{l}\right)$$

Calcul de moments maximaux en travée :

Travée A-B :

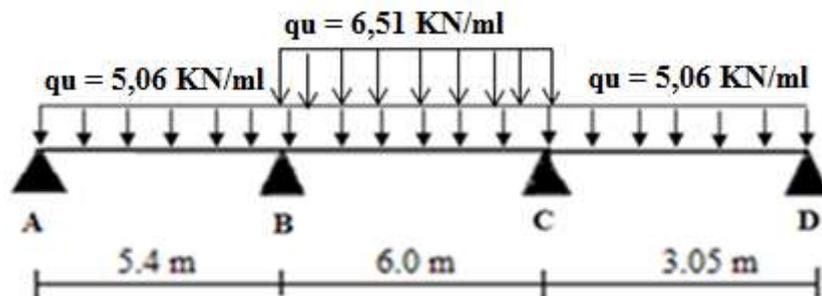
$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_1 \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_2 \left(\frac{x}{l}\right) = 6,51 \times \frac{x}{2}(5,4 - x) - 16,56 \times \left(1 - \frac{x}{5,4}\right) - 18,61 \times \left(\frac{x}{5,4}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x) = -3,25x^2 + 17,19x - 16,56$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{5,4}{2} - \frac{(-16,56) - (-18,61)}{6,56 \times 5,4} = 2,64 \text{ m}$$

$$M_{t1}(x = 2,64) = -3,25 \times 2,64^2 + 17,19 \times 2,64 - 16,56 = 6,17 \quad \Rightarrow$$

$$M_{t1}(x = 2,64) = 6,17 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

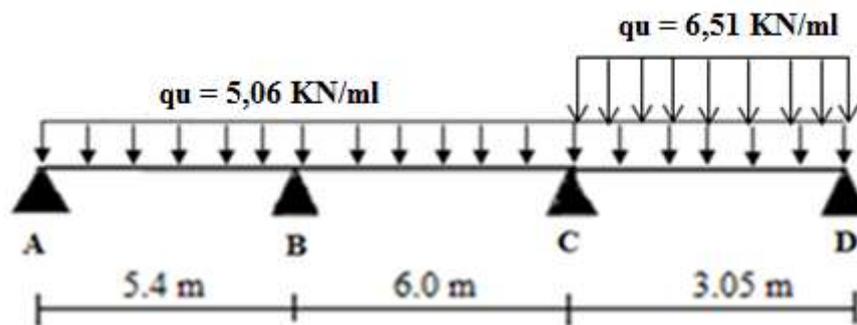
$$M_{i2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 6,51 \times \frac{x}{2}(4,8-x) - 18,61(1 - \frac{x}{4,8}) - 15,34(\frac{x}{4,8})$$

$$\Rightarrow M_{i2}(x) = -3,25x^2 + 16,3x - 18,61$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{4,8}{2} - \frac{(-18,61) - (-15,34)}{6,51 \times 4,8} = 2,50 \text{ cm}$$

$$M_{i2}(x=2,50) = -3,25 \times 2,5^2 + 16,3 \times 2,5 - 18,61 = 1,82 \Rightarrow M_{i2}(x=2,50) = 1,82 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :



$$M_{i3}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 6,51 \times \frac{x}{2}(3,05-x) - 15,34(1 - \frac{x}{3,05}) - 5,28(\frac{x}{3,05})$$

$$\Rightarrow M_{i3}(x) = -3,25x^2 + 13,21x - 15,34$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{3,05}{2} - \frac{(-15,34) - (-5,28)}{6,51 \times 3,05} = 2,03 \text{ cm}$$

$$M_{i3}(x=2,03) = -3,25 \times 2,03^2 + 13,21 \times 2,03 - 15,34 = -1,91 \Rightarrow$$

$$M_{i3}(x=2,03) = -1,91 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B	B-C	C-D
Moment max (KN.m)	6,17	1,82	-1,91

L'effort tranchant :

$$T_{Wa} = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = 17,57 + \frac{(0) - (-16,56)}{5,4} = 20,63 \text{ KN}$$

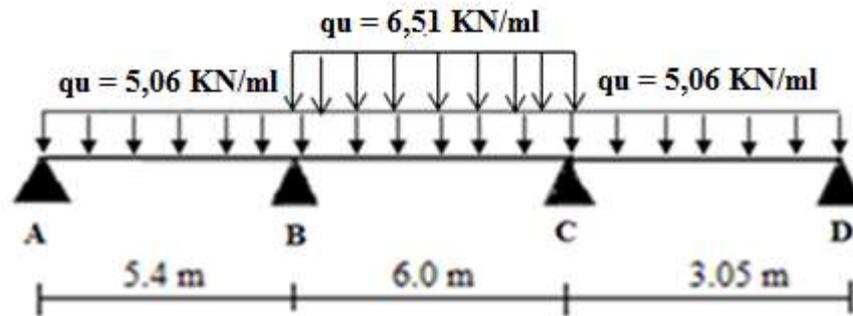
$$T_{ea} = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = -17,57 + \frac{(0) - (-16,80)}{5,4} = -14,50 \text{ KN}$$

$$T_{0a} = \frac{ql}{2} = \frac{6,51 \times 5,4}{2} = 17,57 \text{ KN}$$

Appuis	A _w	A _e	B _w	B _e	C _w	C _e	D _w	D _e
V (KN)	20,63	-14,50	14,04	-15,33	16,20	-9,09	11,65	-8,18

Calcul de moments minimum en travée :

Travée A-B:



$$M_{i1}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 5,06 \times \frac{x}{2}(5,4 - x) - 16,56(1 - \frac{x}{5,4}) - 18,61(\frac{x}{5,4})$$

$$\Rightarrow M_{i2}(x) = -2,53x^2 + 13,28x - 16,56$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{5,4}{2} - \frac{(-16,56) - (-18,61)}{5,06 \times 5,4} = 2,62 \text{ cm}$$

$$M_{i1}(x=2,62) = -2,53 \times 2,62^2 + 13,28 \times 2,62 - 16,56 = 0,86 \Rightarrow M_{i1}(x=2,62) = 0,86 \text{ KN.m}$$

Travée C-D:

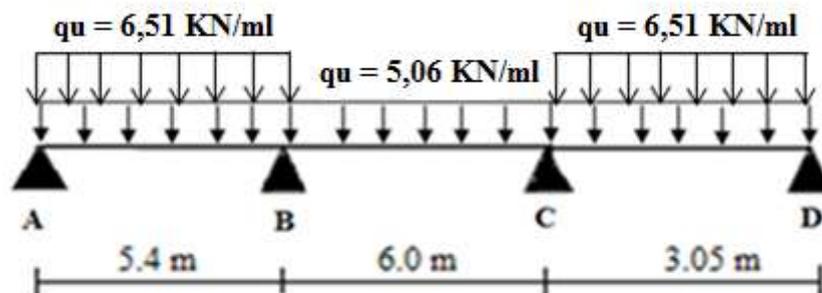
$$M_{i3}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 5,06 \times \frac{x}{2}(3,05 - x) - 15,34(1 - \frac{x}{3,05}) - 5,28(\frac{x}{3,05})$$

$$\Rightarrow M_{i3}(x) = -2,53x^2 + 11x - 15,34$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{3,05}{2} - \frac{(-15,34) - (-5,28)}{5,06 \times 3,05} = 2,17 \text{ cm}$$

$$M_{i3}(x=2,17) = -2,53 \times 2,17^2 + 11 \times 2,17 - 15,34 = -3,38 \Rightarrow M_{i3}(x=2,17) = -3,38 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :



$$M_{i2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 5,06 \times \frac{x}{2}(4,8-x) - 18,61(1 - \frac{x}{4,8}) - 15,34(\frac{x}{4,8})$$

$$\Rightarrow M_{i2}(x) = -2,53x^2 + 12,82x - 18,61$$

$$x_{\text{mt}} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{4,8}{2} - \frac{(-18,61) - (-15,34)}{5,06 \times 4,8} = 2,53 \text{ cm}$$

$$M_{i2}(x=2,53) = -2,53 \times 2,53^2 + 12,82 \times 2,53 - 18,61 = -2,36 \Rightarrow$$

$$M_{i2}(x=2,53) = -2,36 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B	B-C	C-D
Moment min (KN.m)	0,86	-2,36	-3,38

L'effort tranchant :

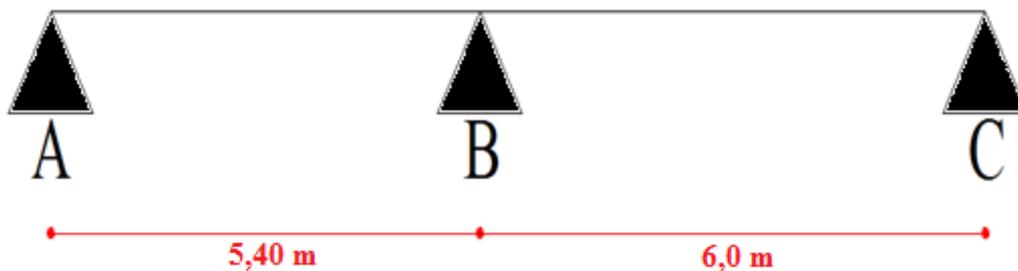
$$T_{Wa} = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = 13,66 + \frac{(0) - (-16,56)}{5,4} = 16,72 \text{ KN}$$

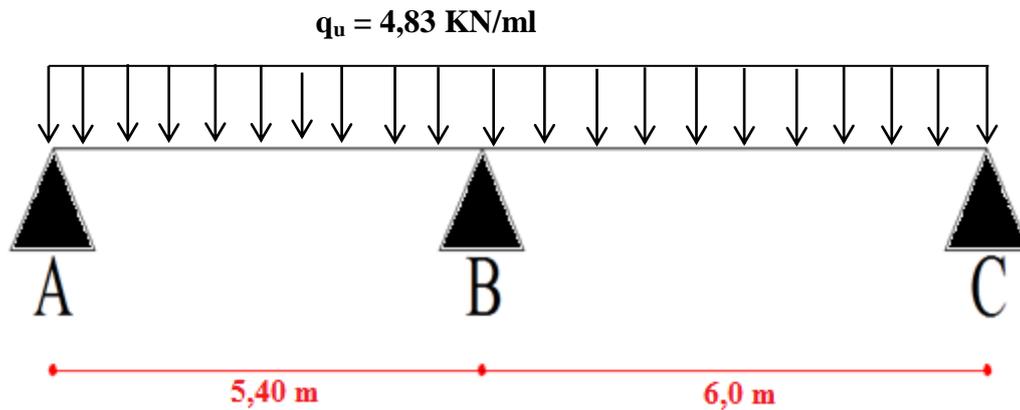
$$T_{ea} = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = -13,66 + \frac{(0) - (-16,56)}{5,4} = -10,59 \text{ KN}$$

$$T_{0a} = \frac{ql}{2} = \frac{5,06 \times 5,4}{2} = 13,66 \text{ KN}$$

Appuis	A _w	A _e	B _w	B _e	C _w	C _e	D _w	D _e
V (KN)	16,72	-10,59	10,39	-14,48	16,87	-12,64	9,44	-5,97

Travées type 2 : poutre repose sur 3 appuis :



1) Moments aux appuis :**Moments des appuis :**

Appuis	A	B	C
Moment (KN.m)	-16,56	-18,61	-20,45

Calcul de moments maximaux et minimum en travée :**Travée A-B :**

$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2} (l-x) + M_1 \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_2 \left(\frac{x}{l}\right) = 6,51 \times \frac{x}{2} (5,4 - x) - 16,56 \times \left(1 - \frac{x}{5,4}\right) - 18,61 \times \left(\frac{x}{5,4}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x) = -3,25x^2 + 17,12x - 16,56$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{5,4}{2} - \frac{(-16,56) - (-18,61)}{6,51 \times 5,4} = 2,64 \text{ cm}$$

$$M_{t1}(x = 2,64) = -3,25 \times 2,64^2 + 17,12 \times 2,64 - 16,56 = 5,98 \quad \Rightarrow$$

$$M_{t1}(x = 2,64) = 5,98 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_{t2}(x) = q \frac{x}{2} (l-x) + M_2 \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_3 \left(\frac{x}{l}\right) = 6,51 \times \frac{x}{2} (6 - x) - 18,61 \left(1 - \frac{x}{6}\right) - 20,45 \left(\frac{x}{6}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -3,25x^2 + 19,23x - 18,61$$

$$x_{mt} = \frac{l}{2} - \frac{M_W - M_e}{Pl} = \frac{6}{2} - \frac{(-18,61) - (-20,45)}{6,51 \times 6} = 2,95 \text{ cm}$$

$$M_{t2}(x = 2,95) = -3,25 \times 2,95^2 + 19,23 \times 2,95 - 18,61 = 9,83 \quad \Rightarrow M_{t2}(x = 2,95) = 9,83 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B	B-C
Moment max (KN.m)	5,98	9,83
Moment min (KN.m)	0,86	3,26

L'effort tranchant :

$$T_{Wa} = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = 17,57 + \frac{(0) - (-16,56)}{5,4} = 20,63 \text{ KN}$$

$$T_{ea} = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = -17,57 + \frac{(0) - (-16,56)}{5,4} = -14,50 \text{ KN}$$

$$T_{0a} = \frac{ql}{2} = \frac{6,51 \times 5,4}{2} = 17,57 \text{ KN}$$

Appuis	A _w	A _e	B _w	B _e	C _w	C _e
V (KN)	20,63	-14,50	13,11	-15,72	16,62	-3,21

L'effort tranchant :

$$T_{Wa} = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = 13,66 + \frac{(0) - (-16,56)}{5,4} = 16,72 \text{ KN}$$

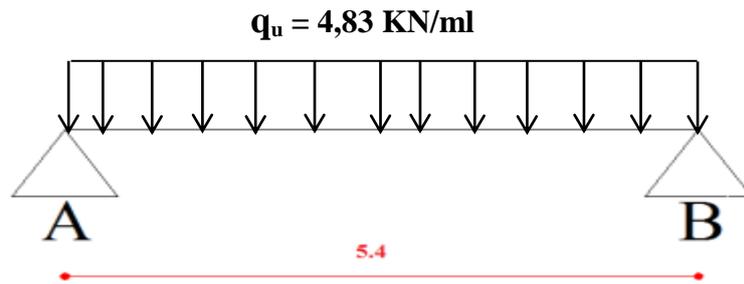
$$T_{ea} = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = -13,66 + \frac{(0) - (-16,56)}{5,4} = -10,59 \text{ KN}$$

$$T_{0a} = \frac{ql}{2} = \frac{5,06 \times 5,4}{2} = 13,66 \text{ KN}$$

Appuis	A _w	A _e	B _w	B _e	C _w	C _e
V (KN)	16,72	-10,59	13,48	-16,11	18,58	-11,77

Travées type 3 : poutre repose sur 2 appuis :

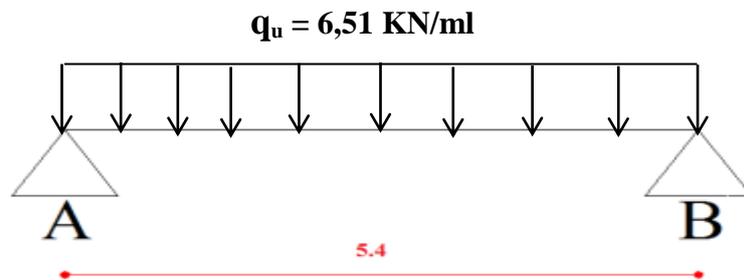
Moments des appuis :



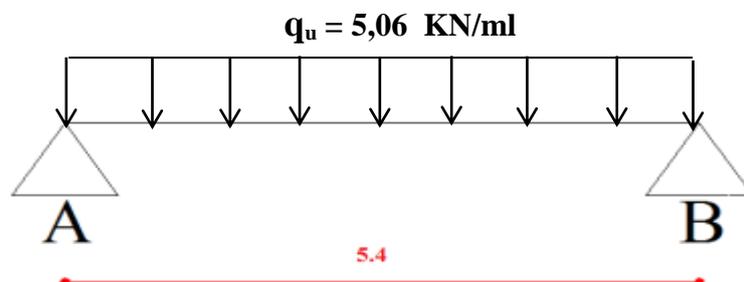
Appuis	A	B
Moment (KN.m)	-16,56	-16,56

Moments des travées :

Moment max :



Moment min :



Travée	A-B
Moment max (KN.m)	7,18
Moment min (KN.m)	1,87

L'effort tranchant :

Pour M_{max} :

Appuis	A_w	A_e	B_w	B_e
V (KN)	20,63	-14,50	21,29	-16,77

L'effort tranchant :Pour M_{\min} :

Appuis	A_w	A_e	B_w	B_e
V (KN)	16,72	-10,59	16,42	-10,90

➤ **Plancher Terrasse (ELS):**

Travée	A-B		B-C		C-D
q_s = charge ultime (KN/m)	5,02		5,02		5,02
L = longueur réel de travée (m)	5,40		6,00		3,05
L' = longueur réduit de travée (m)	5,40		4,80		3,05
M_i = moment sur appui (KN.m)	-17,22	-19,34	-16,687	-15,94	
X (m)	2,484		2,423		2,762
M_t = moment sur travée (kN.m)	5,60		3,715		0,230
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	17,50/-16,24		18,19/-13,75		10,94/-12,32
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	16,657/-15,02		16,913/-14,05		7,746/-11,55

Tableau IV.1: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher terrasse type 1

Travée	A-B		B-C	
q_s = charge ultime (KN/m)	5,02		5,02	
L = longueur réel de travée (m)	5,40		6,00	
L' = longueur réduit de travée (m)	5,40		6,00	
M_i = moment sur appui (KN.m)	-17,22	-19,34	-20,26	
X (m)	2,484		2,943	
M_t = moment sur travée (kN.m)	3,20		5,65	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	17,56/-16,94		18,10/-15,79	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	15,67/-13,11		16,91/-10,45	

Tableau IV.2: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher terrasse type 2

Travée	A-B
q_s =charge ultime (KN/m)	5,02
L =longueur réel de travée (m)	5,40
L' =longueur réduit de travée (m)	5,40
M_i =moment sur appui (KN.m)	-17,22 -17,22
X (m)	2,7
M_t =moment max sur travée (kN.m)	1,06
M_t =moment min sur travée (kN.m)	0,95
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	17,35/-11,26
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	16,65/-13, 52

Tableau IV.3: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher terrasse type 3

➤ **Plancher courant (ELS):**

Travée	A-B	B-C	C-D
q_s =charge ultime (KN/m)	4,72	4,72	4,72
L =longueur réel de travée (m)	5,40	6,00	3,05
L' =longueur réduit de travée (m)	5,40	4,80	3,05
M_i =moment sur appui (KN.m)	-16,19 -14,59	-10,85	-7,80
X (m)	2,89	2,40	1,730
M_t =moment sur travée (kN.m)	3,95	0,786	0,154
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	16,63/-10,28	17,09/-12,39	14,14/-8,33
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	15,37/-9,98	16,90/-8,24	10,76/-7,45

Tableau IV.4: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher courant type 1

Travée	A-B	B-C	
q_s =charge ultime (KN/m)	4,72	4,72	
L =longueur réel de travée (m)	5,4	6,0	
L' =longueur réduit de travée (m)	5,4	6,0	
M_i =moment sur appui (KN.m)	-16,19	-18,19	-19,99
X (m)	2,62	2,93	
M_t =moment sur travée (kN.m)	2,50	5,21	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	17,44/-15,36	19,18/-16,92	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	15,21/-12,12	16,53/-10,01	

Tableau IV.5: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- planche courant type 2

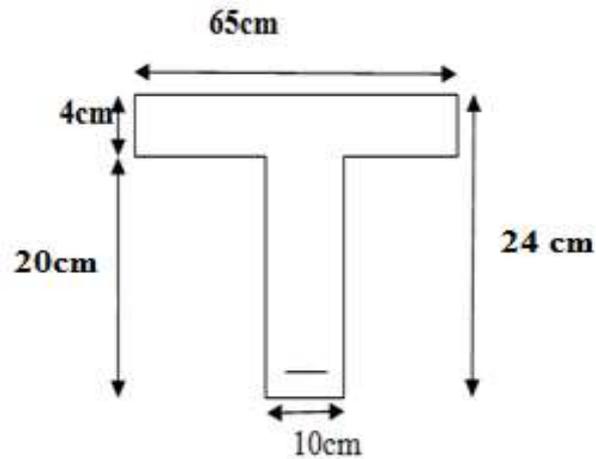
Travée	A-B	
q_s =charge ultime (KN/m)	4,72	
L =longueur réel de travée (m)	5,40	
L' =longueur réduit de travée (m)	5,40	
M_i =moment sur appui (KN.m)	-16,19	-16,19
X (m)	2,7	
M_t =moment max sur travée (kN.m)	1,003	
M_t =moment min sur travée (kN.m)	-1,326	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	16,33/-10,89	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	16,40/-11,75	

Tableau IV.6: Les moments et les efforts tranchants à L'ELS- plancher terrasse type 3

IV.3.3. Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse et le plancher étage courant.

1/ Les armatures longitudinales :



$$b = 65 \text{ cm} ; \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 24 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable) BAEL 91 (Art. A.7.1).

$$\emptyset \geq \frac{h}{10} = \frac{24}{10} = 2,4$$

$$C_0 = 1 \text{ cm} \Rightarrow C = 1 + \frac{2,4}{2} = 2,2$$

Alors on adopte $C = 3 \text{ cm}$.

➤ **E.L.U :**

En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4 \left(21 - \frac{4}{2} \right) = 70148$$

$$M_t^{\max} = 11,15 \text{ KN.m (travée type 2)}$$

$$M_t^{\max} = 11150 \text{ N.m} < M_0 = 70148 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b b \cdot d^2} = \frac{11150}{14,2 \times 65 \times 21^2} = 0,027 < \mu_1 = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,986$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{11150}{348 \times 0,986 \times 21} = 1,54 \text{ cm}^2$$

En Appui :

Ma max = 20,75 KN.m (**travée type 2**)

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 $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{20750}{14,2 \times 10 \times 21^2} = 0,221 < \mu_1 = 0,392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,221 \Rightarrow \alpha = 0,315 \Rightarrow \beta = 0,87$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{20750}{348 \times 0,87 \times 21} = 2,98 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S :

D'après le BAEL93

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

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

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

	$M_u(\text{N.m})$	$M_{ser}(\text{N.m})$	γ	F_{c28}	$\bar{\alpha}$	α	Condition
En travée	11150	56500	1.371	25	0.435	0.034	Vérifiée
En appuis	20750	15940	1.371	25	0.435	0.315	Vérifiée

IV.3.4. Vérification :

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

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

$$f_{tj} = f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

1- en travée :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1,648 \text{ cm}^2$$

2- En appui :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.253 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimale : BAEL 91(artB.6.4) :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$1- \text{En travée} : A'_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2.$$

$$2- \text{En appuis} : A'_{\min} \geq 0,001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2$$

Élément	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A' _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	Choix
Travée	1,54	1,648	1,56	2,26	2HA12
Appui	2,98	0,253	0,24	3,08	2HA14

Tableau IV.7 : tableau récapitulatif du ferrailage

Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

$$\text{La contrainte tangentielle} : \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant (**travée type 1**)

b₀ : Désigne le largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{21650}{100 \times 210} = 1,030 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}) \text{ Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times 25 / 1,5 = 3,33 \text{ MPa}$$

Si $\tau_u = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ CV

Alors la condition est vérifiée. on n'a pas besoin d'armatures de cisaillements.

Diamètre minimale: BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}, 10, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(6,85, 10, 10)$$

Soit $\phi_t = 6,85 \text{ mm}$

$A_t = 2 \text{ } \emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 21; 40 \text{ cm}) = 18,9 \text{ cm.}$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 10} = 33,49 \text{ cm.}$$

$$* St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0,3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times 0,57 \times 235}{1,15 \times 10 \times (1,03 - 1 \times 0,3 \times 2,1)} = 27,58 \text{ cm}$$

Soit $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 18,9$

On prend : $St = 15 \text{ cm.}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1, 31,3)

a) Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_a \leq \frac{0,8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0,9d = 0,9 \times 21 = 18,9 \text{ cm}$

$$V_u = 21360 \text{ N} \leq \frac{0,8 \times 10 \times 18,9 \times 2500}{1,5 \times 2} = 126000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

b) Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être :

$$\text{telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2 = 339 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1,15 \times \frac{21650}{400} = 62,24 \text{ mm}^2$$

$$A = 339 \text{ mm}^2 \geq 62,24 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{ C. V}$$

➤ La dalle mince (Table de compression) :BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir 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.
- ✓ FeE400 $f_e = 400 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A \perp = \frac{4 \cdot L_n}{f_c}$$

$$A \perp = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

On adapte $5 \emptyset 5 = 0,98 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

n: nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_l = A_s / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

On adopte $3\varnothing 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement:**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{24}{500} = 0,048 \geq \frac{11150}{15 \times 70148} = 0,0105 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 21} = 0,0016 \leq 0,0105 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{500} = 0,048 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

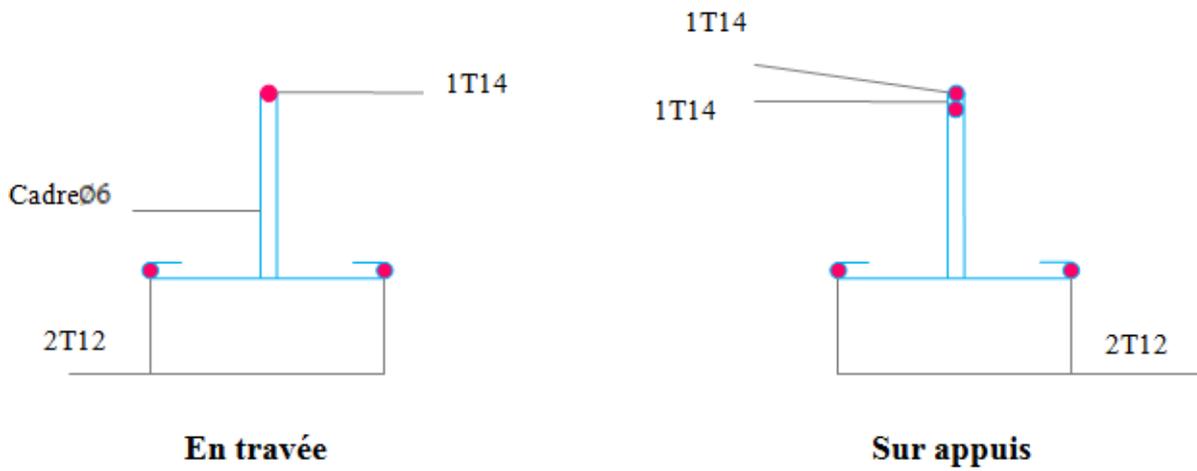


Figure IV.1: Schéma de ferrailage de la nervure

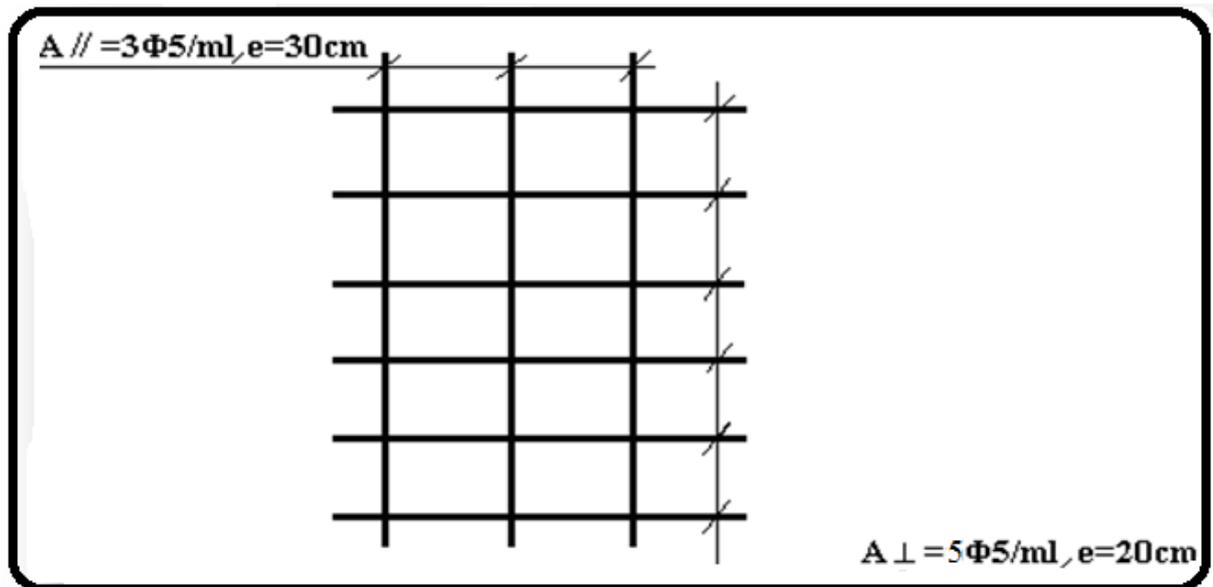


Figure IV.2: Ferrailage de la dalle mince (Treillis soudée)

Chapitre V :
Etude sismique
(séisme et vent)

Chapitre V :**Etude dynamique (séisme et vent)****V. 1. Etude sismique:****V.1.1. Introduction :**

Un tremblement de terre est l'une des catastrophes naturelles parmi les plus dangereuses. A la différence d'un cyclone ou d'une éruption volcanique, un séisme frappe en quelques secondes ne donnant aucune chance de fuir.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.1.2. Méthode de calcul : RPA99 (art .4.1.1) :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

V.1.2.1. Méthode statique équivalente :**V.1.2.1.1. 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.

V.1.2.1.2. conditions d'application de la méthode statique équivalente:

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 IIa et à 30m en zones IIb et III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant,

- ✓ outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone II a :

- groupe d'usage 3.
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II b et III :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.1.2.2.les méthodes dynamique:**V.1.2.2.1. 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.1.2.2.2. 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. Pas de régularité en plan (3.5.1.a1) et selon l'article 4.1.2.b (Zone I et groupe d'usage 2) d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

V.1.3. Classification de l'ouvrage : selon les RPA /version 2003 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Biskra donc en zone I.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie (S3).

V.1.4. Méthode d'analyse modale spectrale : RPA99/2003 (art 4.3) :**V.1.4.1. Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.1.4.2. Description du logiciel ROBOT version 2009 :

Le système « Robot Structural Analyses 2009 » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analyses permet de modéliser les structure, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques

de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet,
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

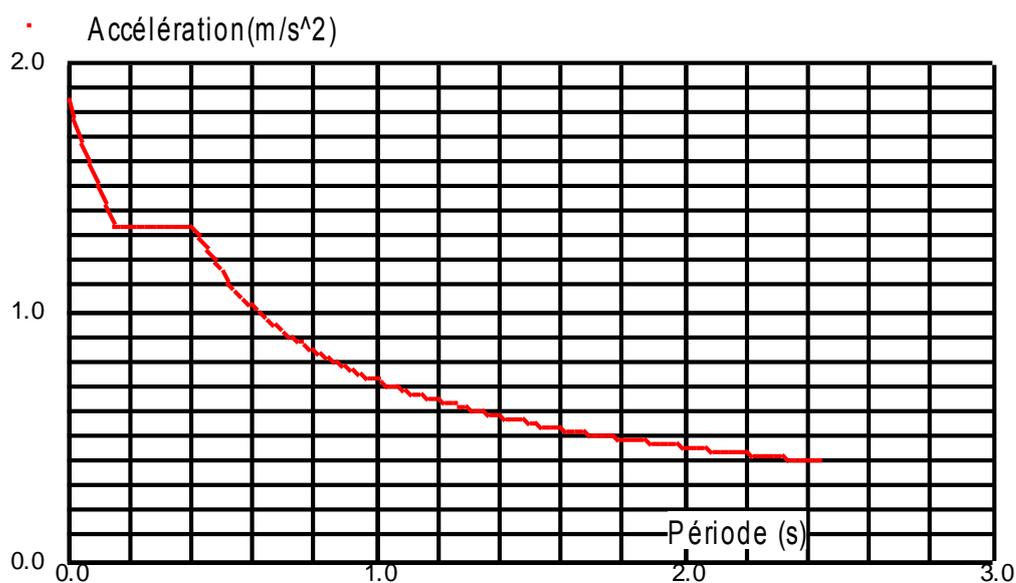
V.1.4.3. Buts de l'analyse dynamique :

- ✓ L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximaux lors d'un séisme.
- ✓ Détermination des modes et les périodes propres.
- ✓ La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ($\beta = 0,2$)

V.1.4.4. Modélisation :

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encasté à la base, Où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

V.1.4.5. Spectre de réponse de calcul :



$$\frac{S_e}{g} = \begin{cases} \text{Cas 1:} & 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas 2:} & 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas 3:} & 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0s \\ \text{Cas 4:} & 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- **Sa /g** : Accélération spectrale
- **g** : accélération de la pesanteur.
- **A** : coefficient d'accélération de zone. Donnée par le tableau 4.1 RPA99/2003
- **η** : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

- ❖ **R** : coefficient de comportement de la structure donnée par le **tableau 4.3 du RPA99**, en fonction de système de contreventement.
- ❖ **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- ❖ **Q** : facteur de qualité est déterminée par la formule : **Q=1+ΣPq**
Q=1,15

➤ **Classification des zones sismiques :**

Sol meuble ⇒ *site 3 donc* ;

- ✓ **T1= 0.15 sec**
- ✓ **T2 = 0.50 sec**

V.1.5 : Estimation de la période fondamentale de la structure :

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

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- ❖ **h_N**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- ❖ **C_t**: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6).

$$C_t = 0,050$$

$$h_N = 30,60 \text{ m}$$

Donc :

$$T = 0.05 \times (30.60)^{3/4} = 0,65 \text{ sec}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}}$$

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 $T=0,05 \times (30.60)^{3/4} = 0,65s$. Estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

<i>Si :</i>	<i>La période choisie pour le calcul du facteur D est :</i>
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Tableau V.1.1 : condition de choisir la période de calcul

V.1.6 : Nombre de modes à considérer

Le RPA99/version2003 (**article 4.3.4-a**) préconise de prendre en considération ce qui suit:

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** a moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de mode K retenir doit être tel que :

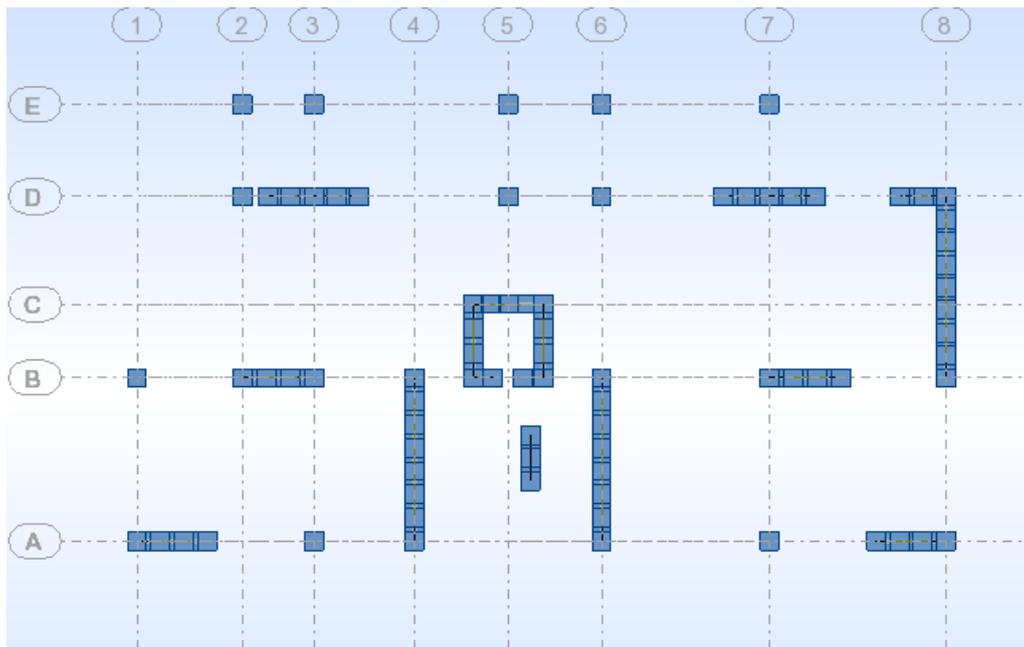
$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad K \geq 3\sqrt{9} \quad \Longrightarrow \quad k = 10$$

Où : N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

TK : la période du mode K.

V.1.7. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et interprétations :

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

1^{er} Disposition :Figure V.1:1 Disposition des voiles (1^{er} variante)

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

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,78	46,01	8,83	46,01	8,83	4662146,08	4662146,08
3/ 2	0,75	70,41	34,23	24,40	25,40	4662146,08	4662146,08
3/ 3	0,56	71,12	67,09	0,71	32,86	4662146,08	4662146,08
3/ 4	0,23	84,94	67,24	13,81	0,15	4662146,08	4662146,08
3/ 5	0,21	85,66	74,75	0,73	7,51	4662146,08	4662146,08
3/ 6	0,14	85,75	86,37	0,09	11,62	4662146,08	4662146,08
3/ 7	0,12	86,06	88,22	0,31	1,85	4662146,08	4662146,08
3/ 8	0,11	91,70	88,47	5,64	0,25	4662146,08	4662146,08
3/ 9	0,08	91,72	89,31	0,01	0,84	4662146,08	4662146,08
3/ 10	0,07	91,76	93,38	0,04	4,07	4662146,08	4662146,08

Tableau V.1.2 : Périodes massique du modèle (1^{er} variante)**Interprétation des résultats :**

- la période fondamentale de structure : $T_x(\text{dyn}) = 0,78 \text{ s}$
- le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 46,01% de participation de masse modale couplé avec une torsion.
- le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 25,40% de participation de masse modale couplé avec une torsion.
- le 3^{ème} mode est mode torsion couplé avec translation sur le sens transversal.
- Il faut 8^{ème} modes pour assurer les 90% de participation de masses modales, exigé le RPA99/version2003 (article 4.3.4-a).

Conclusion :

La variante initiale présente des anomalies vis-à-vis de la torsion et pour cette raison et changer la disposition des voiles pour rapprocher le centre de masse et centre de torsion.

2^{ème} Disposition :

On propose une autre fois de change la section du poteau (on prend 55x65) cm² et l'emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants :

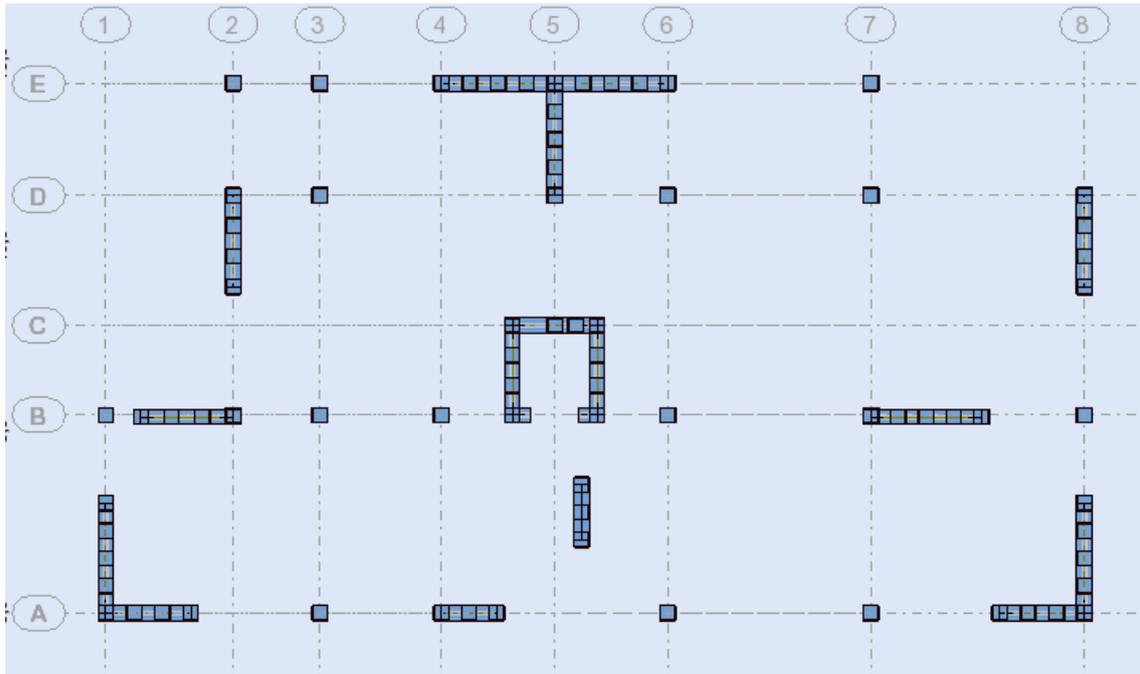


Figure V.1.2 : Disposition des voiles (2^{ème} variante)

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,84	0,16	66,35	0,16	66,35	4470274,12	4470274,12
3/ 2	0,69	64,58	66,44	64,58	0,09	4470274,12	4470274,12
3/ 3	0,60	69,82	68,16	18,40	1,72	4470274,12	4470274,12
3/ 4	0,22	69,82	84,90	0,00	16,75	4470274,12	4470274,12
3/ 5	0,19	82,78	85,02	12,96	0,12	4470274,12	4470274,12
3/ 6	0,16	86,34	85,43	3,56	0,41	4470274,12	4470274,12
3/ 7	0,11	86,36	91,64	0,01	6,21	4470274,12	4470274,12
3/ 8	0,10	91,29	91,74	4,93	0,10	4470274,12	4470274,12
3/ 9	0,08	92,39	91,88	1,10	0,13	4470274,12	4470274,12
3/ 10	0,07	92,42	94,57	0,03	2,70	4470274,12	4470274,12

Tableau V.1.3 : Périodes massique du modèle (2^{ème} variante)

Les modes propres :

1^{er} mode:

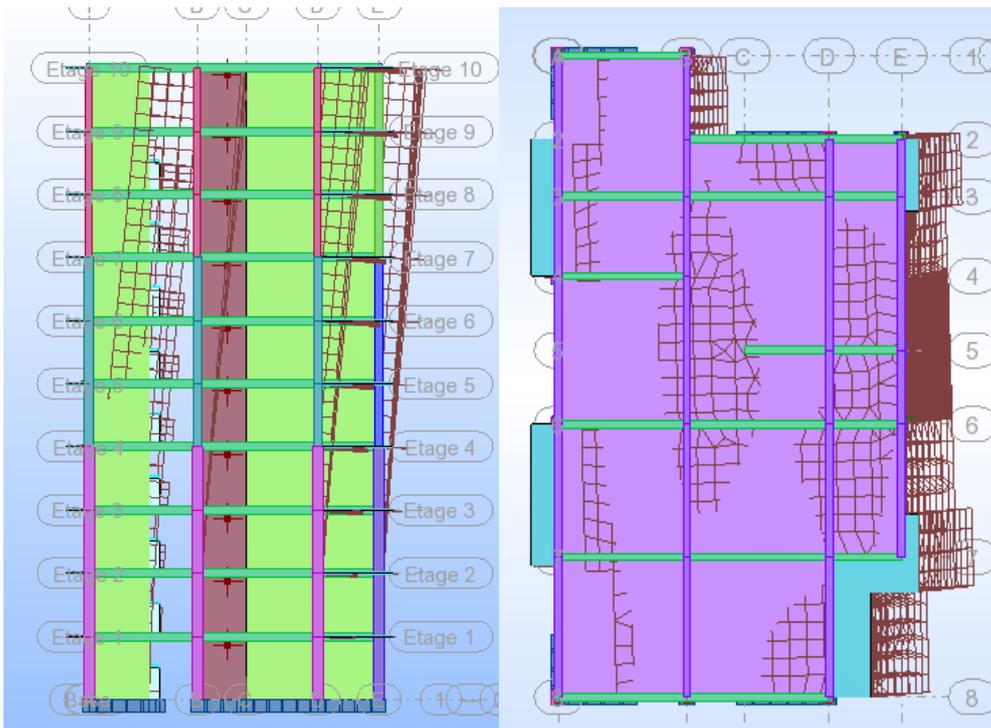


Figure. V. 1.4 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2^{ème} variante).

2^{ème} mode:

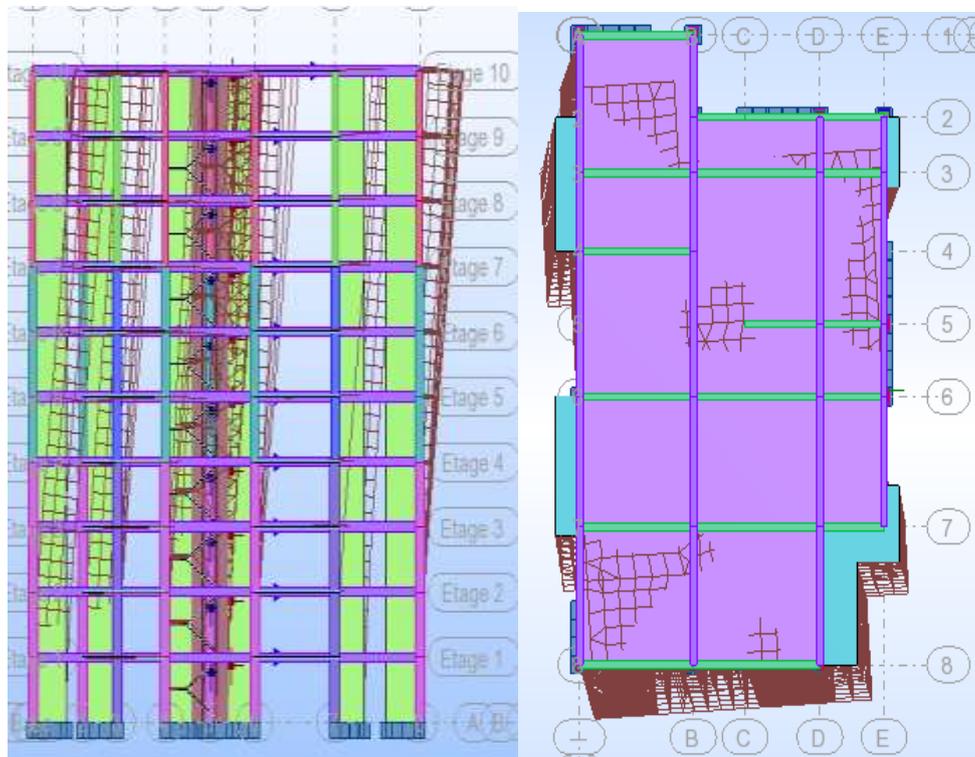


Figure. V. 1.5 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2^{ème} variante).

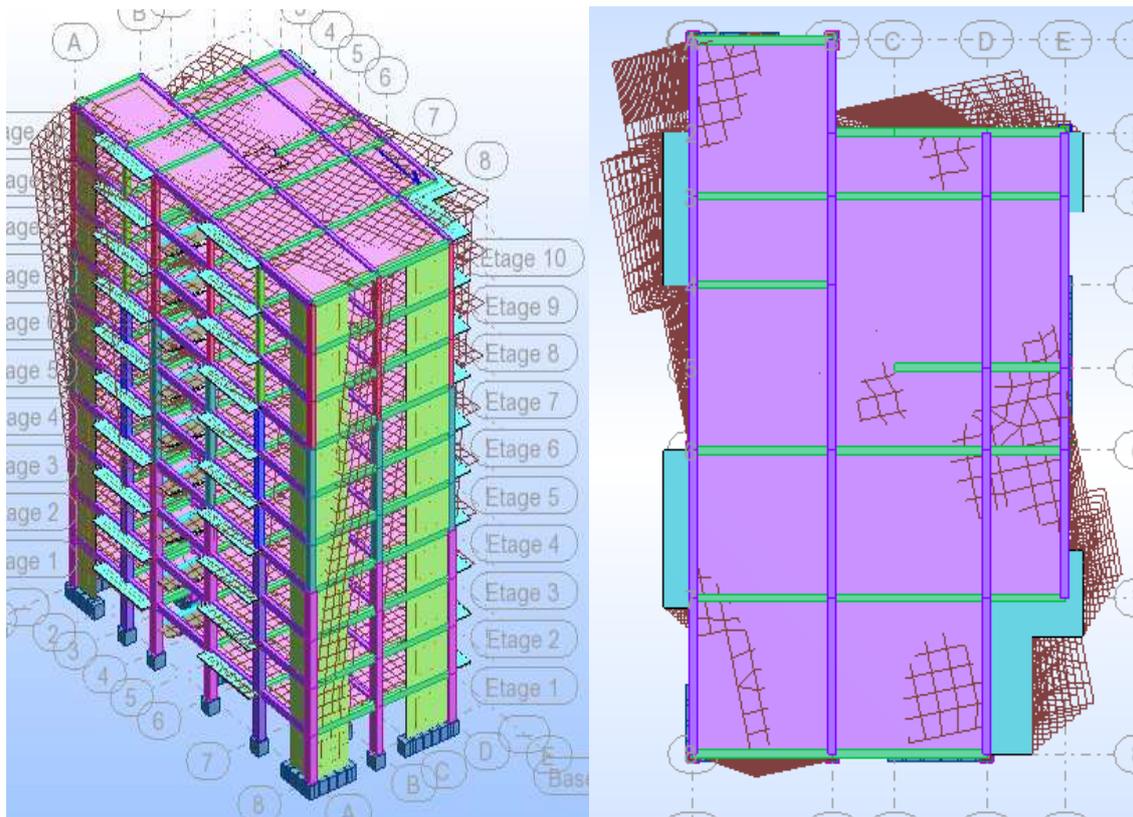
3^{ème} mode:

Figure. V.1. 6 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2^{ème} variante).

Interprétation des résultats :

- la période fondamentale de structure : T_y (dyn) = **0,84 s**
- le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 66,35% de participation de masse modale.
- le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe X avec 64,58% de participation de masse modale.
- le 3^{ème} mode est mode torsion pure.
- Il faut 7^{ème} modes pour assurer les 90% de participation de masses modales, exigé le RPA99/version2003 (Article 4.3.4-a).

Conclusion :

Cette variante ne présente aucune anomalie, et sera retenue pour le reste des calculs.

V.1.8. Effort tranchant de la base : logiciel robot

$$V_x = 137,686 \text{ t} \quad V_y = 131,228 \text{ t}$$

-Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

Résultante des forces sismiques à la base V_t :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique Équivalente V , soit : $V_t > 0,8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

Effort sismique dans le sens X, $V_t = 137,686 \text{ t}$

Effort sismique dans le sens Y, $V_t = 131,228 \text{ t}$

V.1.9. Calcul des actions sismiques selon Méthode Statique Equivalente :

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 :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 :

En fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type **I** et un Groupe d'usage **2**.

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.025	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V.1.4 : coefficient d'accélération de zone A

A= 0,10

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de Correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voilles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.1.5 : tableau valeurs de $\xi(\%)$

Nous avons une structure en béton armé avec un remplissage dense :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,88 \geq 0,7$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version 2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version 2003 p31 → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = 0,05 \times 30,60^{3/4} = 0,65 \text{ sec}$$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 30,60}{\sqrt{27,04}} = 0,53 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0,09 \times 30,60}{\sqrt{16,30}} = 0,68 \text{ sec}$$

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

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,68 = 0,88 \text{ s} \geq T_y \text{ (dyn)} = 0,84 \text{ s}$ (la condition vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,53 = 0,69 \text{ s} \geq T_x \text{ (dyn)} = 0,69 \text{ s}$ (la condition vérifiée).

T.A.B.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T_1 et T_2) :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau V.1.6 : Le site et valeur de(T_1, T_2).

site meuble (S₃) → T₂ = 0,50 sec

T_x = 0,53 s

T_y = 0,68 s

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'où :

T_x = min (0,65 ; 0,53) = 0,53 sec

T_y = min (0,65 ; 0,68) = 0,65 sec

on a : T₂ ≤ T ≤ 3,0 sec ⇒ D = 2,5 η (T₂/T)^{2/3}

Donc : D_x = 2,12

D_y = 1,85

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le **tableau (4.3)**

→ Contreventement mixte ⇒ R = 5

Q : Le facteur de qualité :

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$ (4-4)

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée aux Tab 4.4 (R.P.A 99) : (*facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q*)

Critère q	Pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0,00
3. Régularité en plan	0,00
4. Régularité en élévation	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10
	0,2

Tableau V.1.7 : tableau valeurs de P_q

On ressortir que :

$$Q_x = 1 + (0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.10) = 1,20.$$

$$Q_y = 1,20.$$

W : poids total de la structure

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

W : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi}: Charge d'exploitation.

β: Coefficient 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).

Pour un bâtiment d'habitation : β= 0,20

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par le logiciel ROBOT

Nom	Masse (Kg)
Etage 1	316032
Etage 2	316032
Etage 3	316032
Etage 4	316032
Etage 5	294983
Etage 6	294983
Etage 7	294983
Etage 8	277761
Etage 9	277761
Etage 10	276291

Tableau V.1.8 : le poids de la structure

Donc le poids de la structure W_t= 2980890 Kg.

$$W_t = 2980,890 \text{ t.}$$

	A	D	Q	R	W (t)	V _{st} (t)	V _{dyn} (t)
Sens longitudinal	0,10	2,12	1,2	5	2980,890	151,66	137,686
Sens transversal	0,10	1,85	1,2	5	2980,890	132,35	131,228

Tableau V.1.9:Résumé de résultat

Vérifications :

$$V_{DYN} \geq 0,8 V_{STA}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$137,686/151,66 = 0,90 \geq 0,8 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **Sens transversal :**

$$131,228/132,35 = 0,99 \geq 0,8 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

V.1.10. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure :

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

a- Centre de masse :➤ **Définition :**

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). Il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i}, \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : masse de l'élément considéré.
- X_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .
- Y_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

b- Centre de gravité des rigidités :

Les cordonnés du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \sum I_{iy} X_j / I_{iy}; \quad e_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

- I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y .
- X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .
- I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .
- Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

➤ **L'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

L'excentricité Théorique:

$$e_y = Y_{cm} - Y_{ct} \quad ; \quad e_x = X_{cm} - X_{ct}$$

- e : Excentricité théorique suivent x .
- e : Excentricité théorique suivent y .

-Le tableau suivant résume les résultats :

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel ROBOT et nous avons résumé dans les tableaux suivant : RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page : 50).
Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité.

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A25 255A297		26,54	16,30	1,33	0,82
2	Etage 2	26A50 251A25		26,54	16,30	1,33	0,82
3	Etage 3	51A75 327A36		26,54	16,30	1,33	0,82
4	Etage 4	76A100 365A4		26,54	16,30	1,33	0,82
5	Etage 5	101A125 403A		26,54	16,30	1,33	0,82
6	Etage 6	126A150 441A		26,54	16,30	1,33	0,82
7	Etage 7	151A175 479A		26,54	16,30	1,33	0,82
8	Etage 8	176A200 517A		26,54	16,30	1,33	0,82
9	Etage 9	201A225 555A		26,54	16,30	1,33	0,82
10	Etage 10	226A250 593A		26,54	16,30	1,33	0,82

Tableau .V.1.15: Caractéristiques Massique de la Structure.

- **L'excentricité Accidentelle :** RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (page50)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Donc :

- Sens-X : $e_{ax}=0,05 \times L_x=0,05 \times 16,30 =0,815$
- Sens-Y : $e_{ay}=0,05 \times L_y =0,05 \times 27,04 =1,352$

Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

étage	L _x (m)	L _y (m)	e _x (m)	e _y (m)
RDC	16,30	27,04	0,815	1,352
1	16,30	27,04	0,815	1,352
2	16,30	27,04	0,815	1,352
3	16,30	27,04	0,815	1,352
4	16,30	27,04	0,815	1,352
5	16,30	27,04	0,815	1,352
6	16,30	27,04	0,815	1,352
7	16,30	27,04	0,815	1,352
8	16,30	27,04	0,815	1,352
9	16,30	27,04	0,815	1,352

Tableau .V.1.16: L'excentricité Accidentelle des Etages.

V.1.11. 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)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0,7 \text{ sec} & F_t = 0,07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0,7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

$$F_t = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i .

h_j : Niveau du plancher quelconque i .

W_i, W_j : Poids revenant

V.1.11.1. Distribution horizontale des forces sismiques:

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

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

- les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ Sens longitudinal:

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	1376,86	469,72	907,15
4/ 2	1350,89	348,06	1002,83
4/ 3	1289,07	409,72	879,35
4/ 4	1205,67	468,26	737,41
4/ 5	1109,66	384,18	725,47
4/ 6	993,85	398,55	595,30
4/ 7	852,73	403,53	449,21
4/ 8	694,32	251,44	442,88
4/ 9	509,09	245,33	263,76
4/ 10	262,61	235,20	27,42

Tableau .V.1.17: Distribution des forces sismiques dans le sens longitudinal.

❖ Sens transversal:

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	1312,28	367,74	944,54
5/ 2	1280,21	241,93	1038,28
5/ 3	1213,12	289,55	923,57
5/ 4	1131,45	339,00	792,44
5/ 5	1037,18	285,17	752,01
5/ 6	930,36	303,58	626,77
5/ 7	809,46	317,49	491,96
5/ 8	669,64	200,27	469,37
5/ 9	503,16	209,05	294,12
5/ 10	271,15	216,86	54,29

Tableau .V.1.18: Distribution des forces sismiques dans le sens transversal.

❖ Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p19

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

Charges verticales: voiles ≤ 20%

- Les sollicitations verticales totales de la structure: 26133,28 KN
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 5056,92 KN

$$\frac{F_z \text{voiles}}{FZ_{\text{total}}} = \frac{5056,92}{26133,28} = 19,35\% \leq 20\% \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Charges horizontales : portiques ≥ 25%

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{x\text{poteau}}}{F_{x\text{total}}} = \frac{469,72}{1376,86} = 34,11\% \succ 25\% \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

$$\frac{F_{y\text{poteau}}}{F_{y\text{total}}} = \frac{367,74}{1314,28} = 28,02\% \succ 25\% \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

On adopte le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

V.1.12.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

δ_k : Déplacement Horizontal à chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

(L'article 4.43) du RPA99/version 2003 (P50) :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_K \leq 0.01 \times h_e$.

Avec :

h_e : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_K \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à (1% $h_e = 0,01 h_e$)).

Sens longitudinal :

Etage	$\delta_k = d_r U_x$ (cm)	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ (cm)	$\delta_k < \Delta_{adm}$
RDC	0,033	3.06	CV
1	0,077	3.06	CV
2	0,117	3.06	CV
3	0,154	3.06	CV
4	0,190	3.06	CV
5	0,220	3.06	CV
6	0,245	3.06	CV
7	0,270	3.06	CV
8	0,287	3.06	CV
9	0,302	3.06	CV

Tableau .V.1.19 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (XX).

- RDC : $\Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m} = 3.06 \text{ cm}$
- Etage courant : $\Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m} = 3.06 \text{ cm}$

Sens transversale :

étage	$\delta_k = d_r U_y$ (cm)	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ (cm)	$\delta_k < \Delta_{adm}$
RDC	0,039	3.06	CV
1	0,096	3.06	CV
2	0,153	3.06	CV
3	0,208	3.06	CV
4	0,263	3.06	CV
5	0,315	3.06	CV
6	0,363	3.06	CV

7	0,409	3.06	CV
8	0,450	3.06	CV
9	0,488	3.06	CV

Tableau .V.1.20 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (YY).

Donc : Les Déplacements Relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (**Article : 5.10**) du RPA99-v2003 set **Vérifié.**

V.1.13.Vérification vis-à-vis De L'effet P-Δ : RPA99-v2003 (Art : 5.9) (Page : 53).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k : Hauteur de l'étage k.

Sens Longitudinal :

Etage	W (t)	P_k (t)	Δ_k (m)	V_x (t)	h_k (m)	θ	Condition
9	276,291	276,291	0,004	262,61	3,06	0,0101	CV
8	277,761	554,052	0,004	509,09	3,06	0,0115	CV
7	277,761	831,813	0,004	694,32	3,06	0,0152	CV
6	294,983	1126,796	0,004	852,73	3,06	0,0143	CV
5	294,983	1421,779	0,004	993,85	3,06	0,0175	CV
4	294,983	1716,762	0,004	1109,66	3,06	0,0204	CV
3	316,032	2032,794	0,004	1205,67	3,06	0,0206	CV
2	316,032	2348,826	0,004	1289,07	3,06	0,0245	CV
1	316,032	2664,858	0,004	1350,89	3,06	0,0287	CV
RDC	316,032	2980,89	0,004	1376,86	3,06	0,0336	CV

Tableau .V.1.21 : Vérification a L'effet (P-Δ) < sens longitudinal

Sens transversales :

Etage	W (t)	P_k (t)	Δ_k (m)	V_y (t)	h_k (m)	θ	Condition
9	276,291	276,291	0,001	271,15	3,06	0,0027	CV
8	277,761	554,052	0,001	503,16	3,06	0,0033	CV
7	277,761	831,813	0,001	669,64	3,06	0,0043	CV
6	294,983	1126,796	0,001	809,46	3,06	0,0039	CV

5	294,983	1421,779	0,001	930,36	3,06	0,0046	CV
4	294,983	1716,762	0,001	1037,18	3,06	0,0052	CV
3	316,032	2032,794	0,001	1131,45	3,06	0,0052	CV
2	316,032	2348,826	0,001	1213,12	3,06	0,0061	CV
1	316,032	2664,858	0,001	1280,21	3,06	0,0070	CV
RDC	316,032	2980,89	0,002	1312,28	3,06	0,0079	CV

Tableau .V.1.22: Vérification a L'effet (P-Δ) < sens Transversal

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

V.1.14.Vérification au Renversement :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

- M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L / 2$$

- W : le poids total de la structure.
- L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). $L = 16,30$ m.
- M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

✓ Sens Longitudinal:

$$M_s = W \times L / 2 = 29808,9 \times 16,30 / 2 = 242942,535 \text{ KN.m}$$

Etage	F_i	h_i (m)	$F_i \times h_i$
RDC	1376,86	3,06	4213,19
1	1350,89	6,12	8167,44
2	1289,07	9,18	10833,66
3	1205,67	12,24	13757,40
4	1109,66	15,30	14877,79
5	993,85	18,36	17147,08
6	852,73	21,42	17165,47
7	694,32	24,48	14896,95
8	509,09	27,54	11020,33
9	262,61	30,60	8035,86
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i$			120115,2

Tableau .V.1.23: Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens (XX).

➤ **Vérification :**

$$\frac{Ms}{Mr} = \frac{242942,535}{120115,2} = 2,02 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ **Sens Transversal :**

$$MS=W \times L/2 = 29808,9 \times 27,04/2 = 403016,328 \text{ KN.m}$$

Etage	F _i	h _i (m)	F _i × h _i
RDC	1312,28	3,06	4015,57
1	1280,21	6,12	7834,88
2	1213,12	9,18	10136,44
3	1131,45	12,24	12848,94
4	1037,18	15,3	14858,85
5	930,36	18,36	17081,41
6	809,46	21,42	17038,63
7	669,64	24,48	14392,78
8	503,16	27,54	10857,02
9	271,15	30,60	8297,19
M_{rx} = Σ F_i × h_i			117361,7

Tableau .V.1.24: Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens (YY).

➤ **Vérification :**

$$\frac{Ms}{Mr} = \frac{403016,328}{117361,7} = 3,43 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

V.1.15.Conclusion : Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2009 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

V.2. Etude de vent

V.2.1. Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine de génie civil L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles, Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire

(DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de : La direction. L'intensité. La région. Le site d'implantation de la structure et leur environnement. La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

V.2.2. Domaine d'application du règlement neige et vent (RNV 99):

Le règlement **neige et vent (RNV 99)** s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- ✓ Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, etc....
- ✓ Cheminées et ouvrages similaires.
- ✓ Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....
- ✓ Structures verticales en treillis.

V.2.3. Application des RNV 99 sur le bâtiment étudié :

- ✓ Pour 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.
- ✓ Notre construction est à usage d'habitation donc classée de **catégorie I** suivant le **RNV99 (art 1.1.3)**.

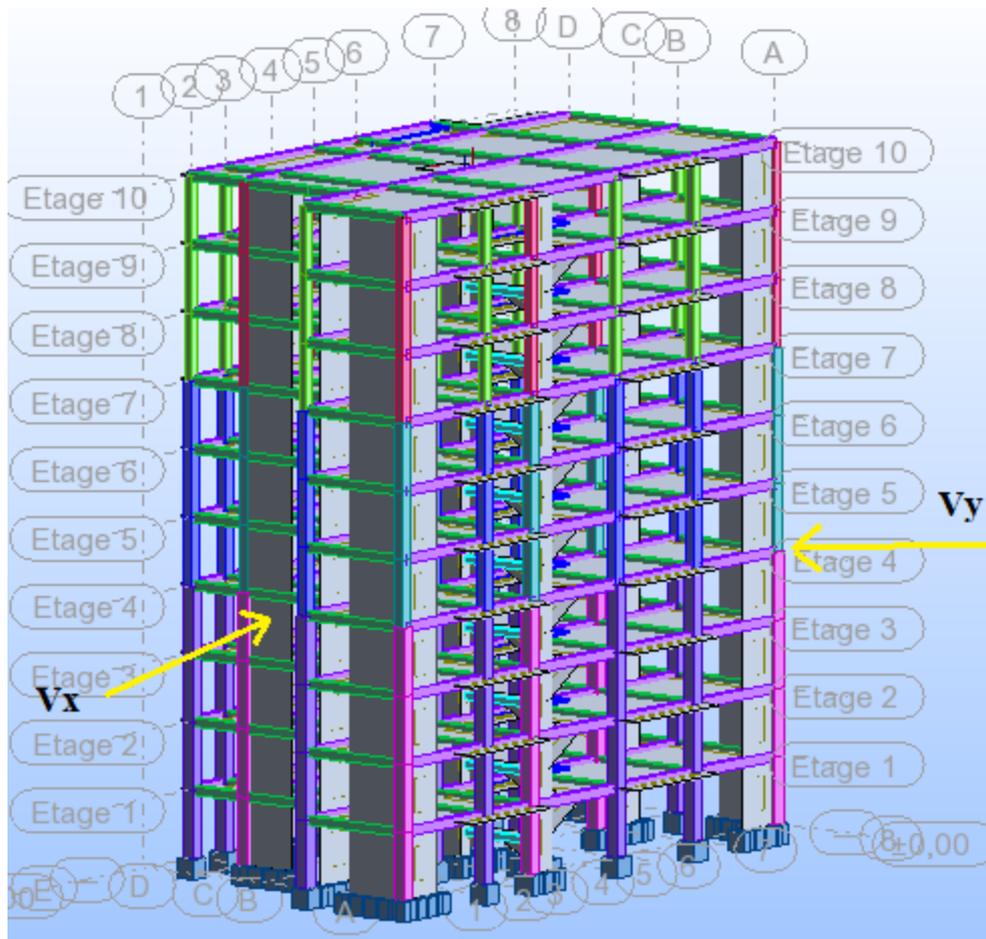


Figure V.2.1 Action de vent.

V.2.3.1. Détermination du coefficient dynamique C_a :

Le coefficient dynamique C_d 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 C_a :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((art 2.1.2 ; Fig.3.1)) pour :

• Sens V_1 du vent :

$h = 30,6$ m ; $b = 16,30$ m

Après l'interpolation : $C_a = 0,95$

• Sens V_2 du vent :

$h = 30,6$ m ; $b = 27,04$ m.

Après l'interpolation : $C_a = 0,95$

C_a dans les deux directions est inférieur à **1.2** ; Donc notre structure est **peu sensible** aux excitations dynamiques.

V.2.3.2. 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**. La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieur 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.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 RNV99. art.3.2).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(Z_j)$.

- Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j.
- $q_{réf}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes. Donnée par le **tableau 2.3** en fonction de la zone de vent.

Zone I $\rightarrow q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$.

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau 2.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence

- C_e : Coefficient d'exposition au vent : peut-être calculé par la formule $C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times [1 + ((7 \times K_T) / (C_T(Z_{eq}) \times C_r(Z_{eq})))]$.
- C_T : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le **tableau 2.5** (RNV99).

Site plat $C_T(Z_{eq}) = 1$.

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau 2.5 : Valeurs de $C_t(z)$

- C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent. Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times L_n(Z_{min}/Z_0) \text{ pour } Z < Z_{min} \\ C_r(z) = K_T \times L_n(Z/Z_0) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m.} \end{cases}$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau 2.4 (RNV99) on a :

Catégories de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

$K_T = 0,24$; $Z_0 = 1$ m. $Z_{min} = 16$ m ; $\epsilon : 0,46$.

Z_j (m)	K_T	Z_0	Z_{min}	C_r	C_T	C_e	$Q_{réf}$	Q_{dyn} (N/m ²)
1.53	0.24	1	16	0.66	1	1.54	375	577.5
4.59	0.24	1	16	0.66	1	1.54	375	577.5
7.65	0.24	1	16	0.66	1	1.54	375	577.5
10.71	0.24	1	16	0.66	1	1.54	375	577.5
13.77	0.24	1	16	0.66	1	1.54	375	577.5
16.83	0.24	1	16	0.68	1	1.60	375	600
19.89	0.24	1	16	0.72	1	1.73	375	648.75
22.95	0.24	1	16	0.75	1	1.82	375	682.5
26.01	0.24	1	16	0.78	1	1.92	375	720
29.07	0.24	1	16	0.81	1	2.01	375	753.75

Tableau V .2.1 : répartition de la pression dynamique

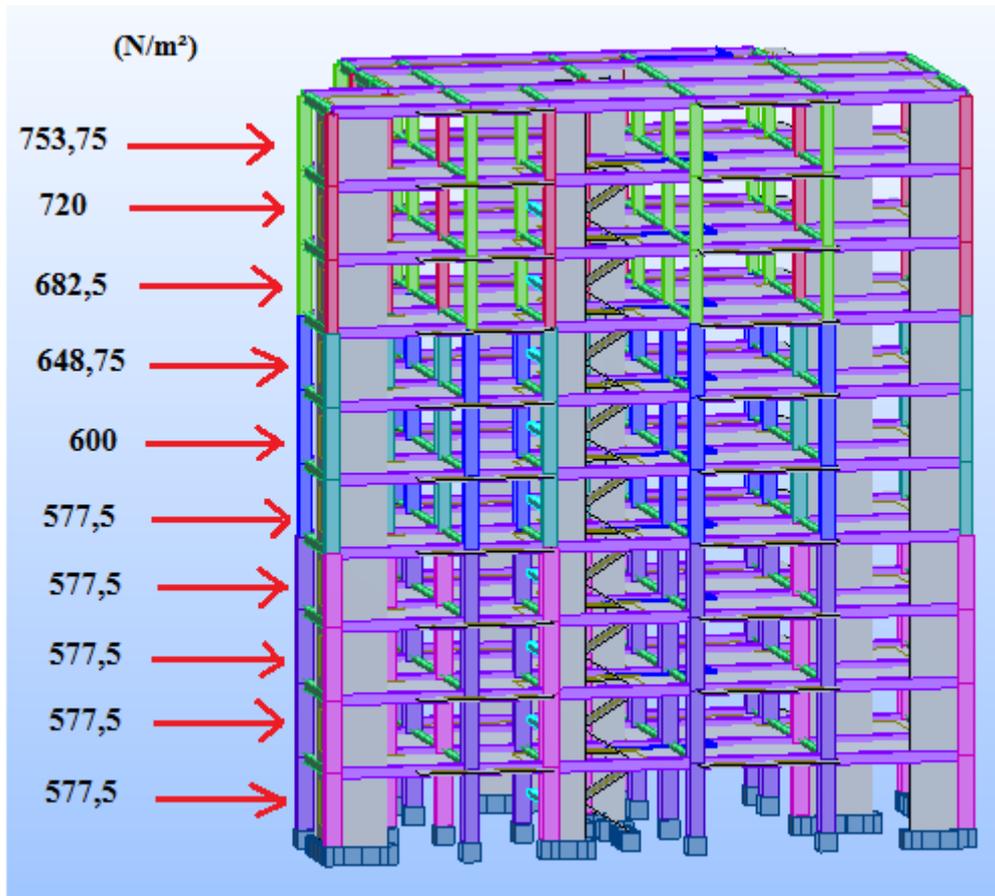


Figure .V.2.2 : Répartition de la pression dynamique.

V.2.3.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. (Art 1.1.1.1) RNV page 64.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe.1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :

- $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

a) Parois verticales :

$$\text{Sens x: } \begin{cases} h = 30,6 \text{ m} ; b = 27,04 \text{ m} ; d = 16,30 \text{ m} \\ e = \text{Min}(b, 2h). \\ e = 27,04 \text{ m}. \end{cases}$$

- b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent
- h : La hauteur total de la construction.

On a : $e < d$ donc on a 3 zones A-B-C

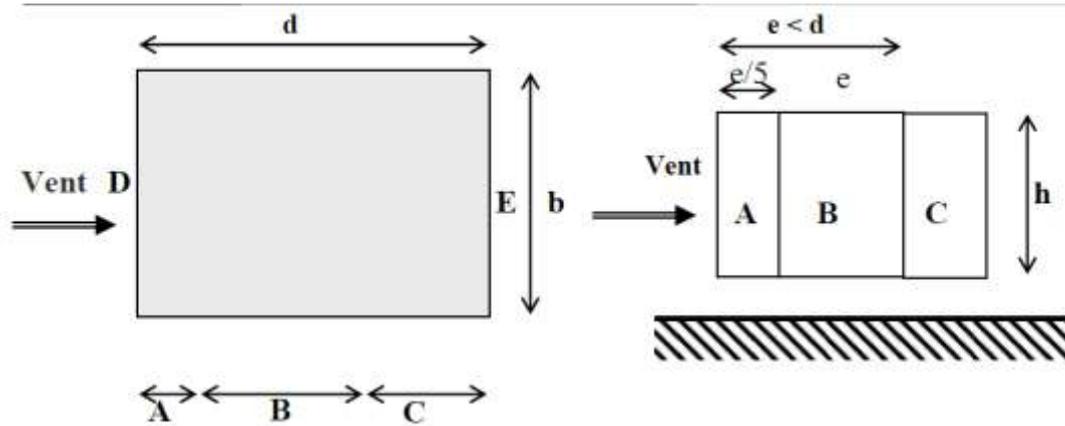


Figure V.2.3 : Vue en plan et en élévation cas ou $e < d$.

D'après le **tableau 5.1 (RNV P.65)** on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau V.2.2 Valeurs du Coefficient de la pression extérieure C_{pe} (sens-X).

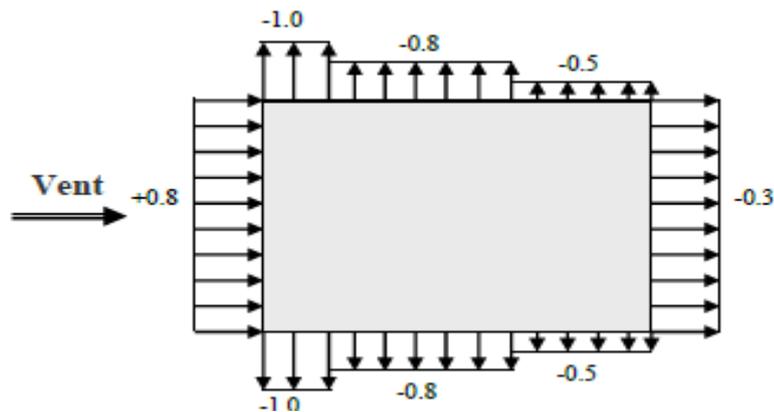


Figure V.2.4 : Distribution de la pression extérieure (sens-X).

Sens-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30,6 \text{ m}; b = 16,30 \text{ m}; d = 27,04 \text{ m} \\ e = \text{Min}(b, 2h). \\ e = 16,30 \text{ m}. \end{array} \right.$$

On a : $e < d$ donc on a 3 zones A-B-C

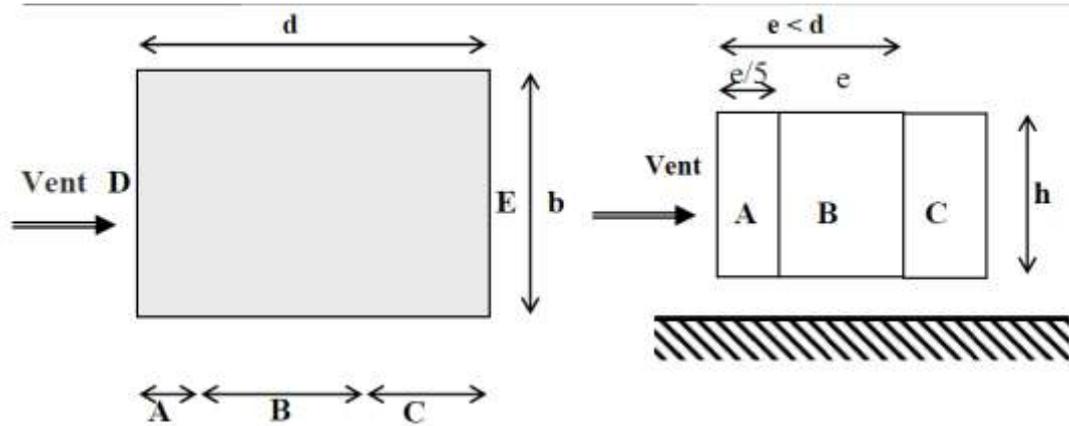


Figure V.2.5: Vue en plan et en élévation cas où $e < d$. sens Y

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau V.2.3 : Valeurs du Coefficient de la pression extérieure C_{pe} (sens-Y).

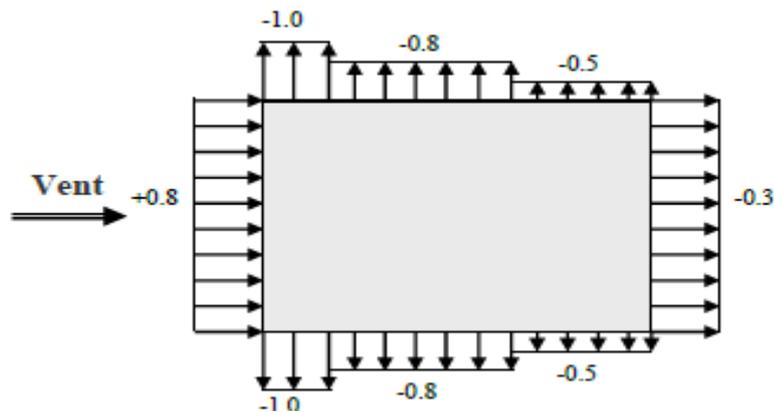


Figure V.2.6 : Distribution de la pression extérieure (sens-Y).

b) Toitures plates :

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 P.66).

- $e = \text{Min} [b ; 2h]$
- b: dimension du côté perpendiculaire au vent
- $e = \text{Min} (16,30 ; 2*30,6) = 16,30 \text{ m.}$

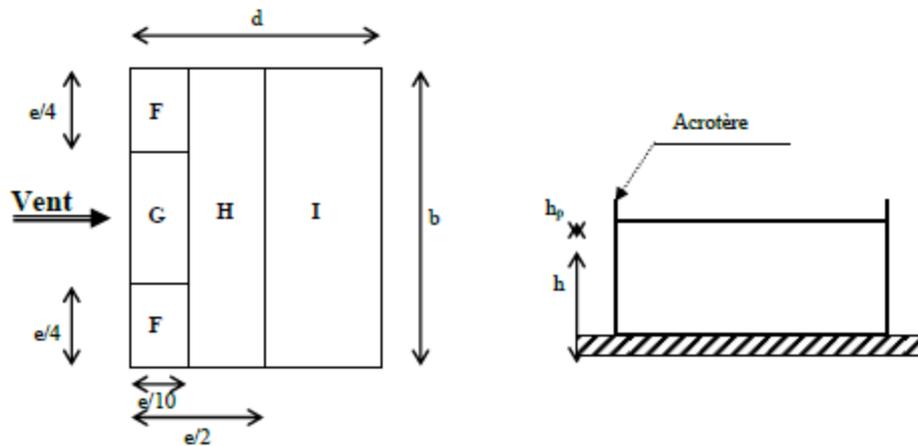


Figure .V.2.7: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.

		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Avec acrotères:	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Tableau V.2.4: Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

Dans notre cas :

$$h_p/h = 0.6/30.6 = 0.019$$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,025$ et $h_p/h=0,01$

On trouve :

Zone	F	G	H	I
$C_{pe,10}$	-1.6	-1.1	-0.7	$\pm 0,2$

V.2.3.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi}= 0,8$ et $C_{pi}= -0.5$ (art 2.2 p 78).

V.2.3.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on a les tableaux suivants :

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_{p-1}
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
I	0.8	+0.2	-0.2
		-0.2	-1

Tableau V.2.5 : Coefficient de pression de vent avec $C_{pi}=0,8$

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_{p-2}
AA'	-0.5	-1.0	-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	-1.4	-0.9
G	-0.5	-0.9	-0.4
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	+0.2	0.7
		-0.2	0.3

Tableau V.2.6 : Coefficient de pression de vent avec $C_{pi}=-0,5$

V.2.3.6. Détermination de la pression de 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.

Pour déterminer la valeur de la pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RVN P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

- 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_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] = q_{dyn}(Z_j) \times C_p$$

On prend par exemple $Z_j = 19.89 \text{ m}$

$$q_{dyn} = 644,25 \text{ N/m}^2$$

➤ Pour $C_{pi} = 0.8$:

	C_p	q_{dyn}	W_i	C_{dx}	$Q_j(x)$	C_{dy}	$Q_j(y)$
AA'	-1.8	644.25	-1159.65	0.94	-1090.07	0.92	-1066.88
BB'	-1.6	644.25	-1030.8	0.94	-968.95	0.92	-948.34
C	-1.3	644.25	-837.525	0.94	-787.27	0.92	-724.3
D	0	644.25	0	0.94	0	0.92	0
E	-1.1	644.25	-708.675	0.94	-666.15	0.92	-652
F	-2.4	644.25	-1546.2	0.94	-1453.43	0.92	-1422.5
G	-1.9	644.25	-1224.075	0.94	-1150.63	0.92	-1126.15
H	-1.5	644.25	-966.375	0.94	-908.4	0.92	-889.06
I	-0.2	644.25	-128.85	0.94	-121.12	0.92	-118.54
	-1	644.25	-644.25	0.94	-605.6	0.92	-592.71

Tableau V.2.7 : Coefficient de pression de vent transversale avec $C_{pi}=0,8$

➤ Pour $C_{pi} = -0.5$:

	C_p	q_{dyn}	W_i	C_{dx}	$Q_j(x)$	C_{dy}	$Q_j(y)$
AA'	-0.5	644.25	-322.125	0.94	-302.8	0.92	-296.35
BB'	-0.3	644.25	-193.275	0.94	-181.68	0.92	-177.81
C	0	644.25	0	0.94	0	0.92	0
D	1.3	644.25	837.525	0.94	787.27	0.92	761.32
E	0.2	644.25	128.85	0.94	121.12	0.92	118.54
F	-0.9	644.25	-579.825	0.94	-545.04	0.92	-533.44
G	-0.4	644.25	-257.7	0.94	-242.24	0.92	237.08
H	-0.2	644.25	-128.85	0.94	-121.12	0.92	118.54
I	0.7	644.25	450.975	0.94	423.92	0.92	414.9
	0.3	644.25	193.275	0.94	181.67	0.92	177.81

Tableau V.2.8 : Coefficient de pression de vent transversale avec $C_{pi}=-0,5$

V.2.3.7 Détermination des forces 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 :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- 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 , il est donné par le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le Rapport $b/d \geq 3$, et le rapport $b/h \geq 3$, soient vérifiés, pour les 2 directions x et y , alors les forces de frottement F_{fr} sont nulles.

Où b : est la dimension de la construction perpendiculaire la direction du vent.

- h : est la hauteur de la construction.
- d : est la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.
- **Sens-x:**

$h = 30,6 \text{ m}$; $b = 27,04 \text{ m}$; $d = 16,30 \text{ m}$

$d/b = 16,30/27,04 = 0,60 < 3$ condition non vérifié

$d/h = 27,04/30,6 = 0,88 < 3$ condition non vérifié

- **Sens-y :**

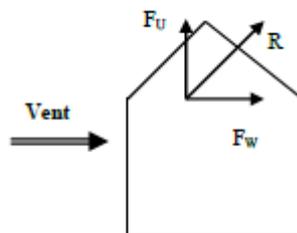
$h = 30,6 \text{ m}$; $b = 16,30 \text{ m}$; $d = 27,04 \text{ m}$

$d/b = 27,04/16,30 = 1,66 < 3$ condition non vérifié

$d/h = 27,04/30,6 = 0,88 < 3$ condition non vérifié

V.2.3.8. Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces ; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



- 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 :

$$R = \Sigma (q_i \times S_i) + \Sigma F_{frj}$$

- Σ : la 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

Zj(m)	Zone	Sx [m ²]	Sy [m ²]	q _{da} [N/m ²]	q _{j(x-z)} [N/m ²]	q _{j(y-y)} [N/m ²]	R _{x-z} [N]	R _{y-y} [N]
1.53	-1.1	85.68	62.12	577.5	-597.135	-584.43	-51162.53	-36304.8
4.59	-1.1	85.68	62.12	577.5	-597.135	-584.43	-51162.53	-36304.8
7.65		85.68	62.12	577.5	-597.135	-584.43	-51162.53	-36304.8
10.71		85.68	62.12	577.5	-597.135	-584.43	-51162.53	-36304.8
13.77		85.68	62.12	577.5	-597.135	-584.43	-51162.53	-36304.8
16.83		85.68	62.12	600	-620.4	-607.2	-53155.87	-37719.26
19.89		85.68	62.12	648.75	-670.81	-656.535	-57475	-40783.95
22.95		85.68	62.12	682.5	-705.705	-690.69	-60464.8	-42905.66
26.01		85.68	62.12	720	-744.48	-728.64	-63787.05	-45263.12
29.07	-1.1	85.68	62.12	753.75	-779.377	-762.795	-66777.02	-47384.83
29.07	-2.4	85.68	62.12	753.75	-1700.46	-1664.28	-145695.41	-103385.07
	-1.9	85.68	62.12	753.75	-1346.2	-1317.555	-115342.42	-81846.52
	-1.5	85.68	62.12	753.75	-1062.8	-1040.175	-91060.7	-64615.67

Tableau V.2.9 : Résultats de la force résultante.

Donc :

$$R_{X-X} = \sum R_{x_i} = -909570,92 \text{ N} = -909,57 \text{ KN}$$

$$R_{Y-Y} = \sum R_{y_i} = -645428,08 \text{ N} = -645,428 \text{ KN}$$

V.3.Conclusion :

Effort	Vent (t)	Séisme (t)
V _x (t)	90,95	137,686
V _y (t)	64,54	131,228

Tableau V.3 : Résultats des efforts.

Après calcul nous avons constaté que les forces engendrées par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à celles engendrées par le séisme. Par une comparaison des actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes, et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est presque nulle d'après les règlements CBA et RPA. C'est pourquoi, nous allons calculer les ferraillements des éléments structuraux principaux (poutres + poteaux + voiles + fondations) aux ELU sur la base des combinaisons d'actions accidentelles données par le RPA sans le vent ; c'est-à-dire avec :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

Pour les vérifications aux ELS : l'action sismique n'est pas prise en compte, alors on revient aux combinaisons d'actions courantes tenant compte de l'action du vent ; c'est-à-dire avec :

$$G + Q + 0.7*W \text{ (si W a le même signe que G)}$$

$$G + W + 0.7Q \text{ (si W a le même signe que G)}$$

$$G - W \text{ (si W a un signe opposé à celui de G)}$$

$$G + Q \text{ (si W a un signe opposé à celui de G)}$$

Chapitre VI:
Ferraillage des éléments
structuraux

Chapitre VI:**Ferrailage des éléments structuraux****VI.1 .Introduction:**

Une construction en béton armé (BA) demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments porteurs. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations dont l'objectif visé est d'assurer la stabilité de notre structure

vis-à-vis l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre ouvrage possède trois types d'éléments principaux :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux sens.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul sens.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un seul sens.

Après avoir calculer au niveau du 5^{ème} chapitre les sollicitations par logiciel d'analyse des structures nommé « ROBOT » , qui nous a permet la détermination des efforts internes dans chaque éléments structural pour les différents de calcul , nous entamons maintenant la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité de ces éléments structuraux dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables , qui sera mené selon les règles de calcul des structures en béton armé (CBA93, BAEL91/v99, RPA99/v2003) .

VI.2.Les combinaisons d'actions:

Ce sont des ensembles de lois constituées par les différentes actions (G, Q et E), ces combinaison varient selon la situation (durable ou accidentelle), Elles représentent une étape indispensable pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

VI.2.1.Les actions:

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées directement à la structure ou dues aux déformations imposées (variations de température, retrait, fluage...etc.).

- Action permanente G : due au poids propre de la structure.
- Action variable Q : due au chargement d'exploitation de la structure.
- Action accidentelle E : provenant de phénomènes rares, tels que les séismes ou les chocs.

VI.2.2.Les sollicitations:

Les sollicitations sont les efforts (normaux ou tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion) calculés à partir des combinaisons d'actions par des méthodes forfaitaires ou celles de la résistance des matériaux.

VI.2.3.Les combinaisons des charges:

➤ **Les combinaisons du BAEL91 (situation durable) :**

Le BAEL91 exige deux types de combinaisons d'actions selon les deux états limites :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Les combinaisons du RPA99 (situation accidentelle):**

Pour la détermination des sollicitations nécessaires au calcul des éléments résistants, le règlement parasismique Algérien prend en compte la force sismique comme une action accidentelle (E) dans ses combinaisons d'actions qui sont :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) dans les situations durable et accidentelle, sous l'effet des sollicitations les plus défavorables selon les deux sens.

VI.3. Ferrailage des poteaux :

VI.3.1. Introduction :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal (N).
- Effort tranchant (T).
- Moment fléchissant (M).

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' ' E.L.U.

➤ **Coefficients de sécurité et Caractéristiques mécaniques**

Situation	Béton			Acier (type 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

Tableau. VI. 1 : Coefficients de sécurité et Caractéristiques

VI.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 62**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) **Armatures longitudinales :**

Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

- $0,7\% < A_s/b_a < 4\%$ en zone courante.
- $0,7\% < A_s/b_a < 6\%$ en zone de recouvrement.
- $A_s > 0.9 \% b_a$.
- Le diamètre minimal est de $\varnothing=12$ mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing L$.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales. $h' = \text{Max} (h_e/ 6, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$.

b) **Armatures transversales**

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_U}{h_1 \times f_e}$$

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.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \lambda_g < 5 \end{array} \right. \lambda_g \left((L'élancement géométrique du poteau) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right] \right.$$

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_1; 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots$ en zone I
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_1 \dots \dots \dots$ en zone I

ϕ_1 : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau. On adopte un espacement de :

8 cm en zone nodale

12 cm en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % avec :

RPA99(V2003) (Art 7.4.2.)

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_1$.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} : M^{\text{correspondant}} \\ N^{\min} : M^{\text{correspondant}} \\ M^{\max} : N^{\text{correspondant}} \end{array} \right.$$

VI.3.3. Calcul de ferrailage :

➤ Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion composée dans le deux sens X et Y, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moments fléchissant M_y et M_z

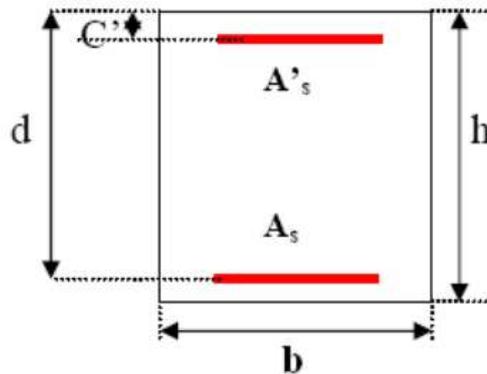


Figure VI.1 : schéma de poteaux

On prend comme un exemple de calcul les poteaux du **RDC**.

Poteaux de section : $(55 \times 65) \text{ cm}^2$

$C=3\text{cm}$; $d= h-c = 65-3 =62 \text{ cm}$; Acier FeE = 400Mpa ; $f_{c28}=25\text{Mpa}$

SECTION	ELU		G+Q ± E		0,8G ± E		ELS	
	N_{MAX} (KN)	M_{CORR} (KN.m)	M_{MAX} (KN.m)	N_{CORR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{CORR} (KN.m)	N_{MAX} (KN)	M_{CORR} (KN.m)
55X65	4383,57	74,30	97,92	2023,31	255,97	42,03	3134,72	52,00
45X55	2449,71	85,52	73,90	536,31	138,71	3,60	1753,20	59,80
35 X45	1127,06	66,43	68,96	276,25	64,68	1,46	808,84	46,45

Tableau.VI.2 : résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

a) Cas 1 : 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 BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$\begin{cases} e = e_1 + e_2 \\ e_1 = e_a + e_0 \end{cases}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{3,06}{250} \right\} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{74,30}{4383,57} = 0,0169 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0,02 + 0,0169 = 0,0369 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \leq (15; 20 \cdot e_1/h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2,142}{0,65} = 3,29 < \max(15)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 11,41$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \Rightarrow \alpha = \left\{ \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{11,41}{35} \right)^2} = 0,83 \right.$$

φ Généralement égal à 2

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,65} \times (2 + 0,83 \times 2) = 0,00775 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,0369 + 0,00775 = 0,04465 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 4383,57 \times 0,0446 = 195,50 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{max}} = 4383,57 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 195,50 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03) 0,55 \times 0,65 \times 14,2 = 0,99 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 195,50 + 4383,57 \times (0,62 - 0,65/2) = 1488,65 \text{ KN.m}$$

$$B = (4383,57 (0,62 - 0,03) - 1488,65) \times 0,001 = 1,097 \text{ MN.m}$$

A < B ⇒ Donc la section est entièrement comprimée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1488650}{14,2 \times 55 \times 62^2} = 0,380 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0,380)} \right] = 0,64$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,64) = 0,744$$

$$\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{MPa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa}.$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times \beta \times d} = \frac{1488650}{400 \times 0,744 \times 62} = 80,68 \text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 80,68 - \frac{4383570}{100 \times 400} = -28,90 \text{cm}^2$$

Puisque A est négative, il faut prévoir des Armature minimale. $A = -28,90 \text{ cm}^2 < 0$

b) Cas 2: G+Q +E :

➤ Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{CORR}} = 2023,31 \text{ KN} \\ M_{\text{max}} = 97,92 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{cm}; \frac{306}{250} \right\} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{97,92}{2023,31} = 0,048 \text{ m} = 4,8 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0,02 + 0,048 = 0,068 \text{ m}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,65} \times (2 + 0,83 \times 2) = 0,00775 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,068 + 0,00775 = 0,076 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2023,31 \times 0,076 = 153,771 \text{ KN.m}$$

➤ Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{max}} = 2023,31 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 153,771 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03) \cdot 0,55 \times 0,65 \times 18,5 = 1,29 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 153,771 + 2023,31 \times (0,62 - 0,65/2) = 750,65 \text{ KN.m}$$

$$B = (2023,31 (0,62 - 0,03) - 750,65) \times 0,001 = 0,44 \text{ MN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

➤ Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{750650}{18,5 \times 55 \times 62^2} = 0,192 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0,192)} \right] = 0,27$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,27) = 0,90$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentel le.}$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times \beta \times d} = \frac{750650}{400 \times 0,90 \times 62} = 33,63 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 33,63 - \frac{2023310}{100 \times 400} = -16,95 \text{ cm}^2$$

Puisque A est négative, il faut prévoir des Armature minimale. **A = -16,95 cm² < 0**

c) Cas 3 : 0,8G±E:

➤ Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 255,97 \text{ KN} \\ M_{\text{COR}} = 42,03 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{42,03}{255,97} = 0,164 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0,02 + 0,164 = 0,184 \text{ m}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,65} \times (2 + 0,83 \times 2) = 0,00775 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,184 + 0,00775 = 0,192 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 255,97 \times 0,192 = 49,15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 255,97 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 49,15 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03) \cdot 0,55 \times 0,65 \times 18,5 = 1,29 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 49,15 + 255,97 \times (0,62 - 0,65/2) = 124,66 \text{ KN.m}$$

$$B = (255,97 (0,62 - 0,03) - 124,66) \cdot 0,001 = 0,026 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

- Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{124660}{18,5 \times 55 \times 62^2} = 0,032 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0,032)} \right] = 0,040$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,040) = 0,98$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentel le.}$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times \beta \times d} = \frac{124660}{400 \times 0,98 \times 62} = 5,13 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 5,13 - \frac{188850}{100 \times 400} = -0,40 \text{ cm}^2$$

Puisque A est négative, il faut prévoir des Armature minimale. $A = -0,40 \text{ cm}^2 < 0$

- Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2, 1(p-62)

1-Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{s \min} = 0,7\% (b \cdot h) \text{ (zone I).}$$

$$A_{s \min} = 0,007 \times 55 \times 65 = 25,025 \text{ cm}^2$$

2-Le pourcentage maximal en zone de courante :

$$A_{s \max} = 4\% (b \cdot h)$$

$$A_{s \max} = 0,04 \times 55 \times 65 = 143 \text{ cm}^2$$

3-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement :

$$A_{s \max} = 6\% (b \cdot h)$$

$$A_{s \max} = 0,06 \times 55 \times 65 = 214,5 \text{ cm}^2$$

	Section de poteau (cm ²)	A calculer (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	A ^{RPA} _{max} (cm ²) zone courante	A ^{RPA} _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Poteau rectangulaire	55×65	-0,40	25,025	143	214,5
	45×55	-0,51	17,325	99	148,5
	35×45	-0,318	11,025	63	94,5

Tableau .VI .3 : Les vérifications des sections.

- ✓ Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 62 \times \frac{2,1}{400} = 4,12$$

d) Vérification vis-à-vis de l'E.L.S :

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 : $0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

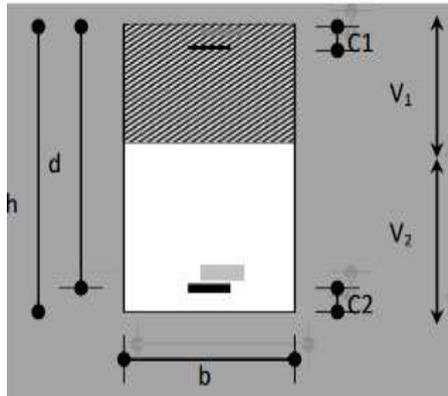


Figure VI.2 : schéma de poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser} = 52,00 \text{ KN.m} \\ N_{ser} = 3134,72 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{52,00}{3134,72} = 0,016 \text{ m} = 1,6 \text{ cm}$$

$$e_0 = 1,6 < \frac{h}{6} = \frac{65}{6} = 10,83 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) = 55 \times 65 + 15(28,90) = 4008,5 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{4008,5} \left[\left(\frac{55 \times 65^2}{2} \right) + 15(14,45 \times 3 + 14,45 \times 62) \right] = 32,5 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 65 - 32,5 = 32,5 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 (v_1 - c_1)^2 + A_2 (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (32,5^3 + 32,5^3) + 15[14,45(32,5 - 3)^2 + 14,45(32,5 - 3)^2] = 1641694,942 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{3134720}{100 \times 4008,5} = 7,82 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{52000}{1641694,942} = 0,0317$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 7,82 + 0,0317 \times 32,5 = 8,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots (\text{cv})$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[8,85 + 0,0317(32,5 - 3)] = 146,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[8,85 - 0,0317(62 - 32,5)] = 118,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 146,77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 118,72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

- **Armatures transversales :**

- ✓ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 103,15 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{103,15 \times 10^3}{550 \times 620} = 0,302 \text{ MPa}$$

Selon RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min(l_t/a ; l_t/b) = 3,29$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0,04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1,00 \text{ MPa}$$

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

$$\tau = 0,302 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1,00 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\tau = 0,302 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

- **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 :

$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_d V_u}{h \times f_e}$$

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.

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left(\frac{2,142}{0,55} \right); \lambda_g = (3,89) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003. [Art.7.4.2.2]

_ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm})$en zone I.

_ Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ en zone I.

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

10 cm en zone nodale

15 cm en zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 103150 \times 0,1}{65 \times 400} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}6 = 1,70 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale :** $t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courante :** $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

$$\phi_l = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifiée.

$S^{POT} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	N ^{mbr} des barres	$A_{adopt} \text{ (cm}^2\text{)}$
55*65	ELU	-28,90	4,12	25,025	6HA20+2HA25	28,67
	G+Q±E	-16,95				
	0,8G±E	-0,40				
45*55	ELU	-15,37	2,83	17,325	4HA20+4HA16	20,61
	G+Q±E	-3,178				
	0,8G±E	-0,51				
35*45	ELU	-3,307	1,78	11,025	4HA16+4HA12	14,20
	G+Q±E	5,839				
	0,8G±E	-0,318				

Tableau .VI .4 : choix des sections d'armature

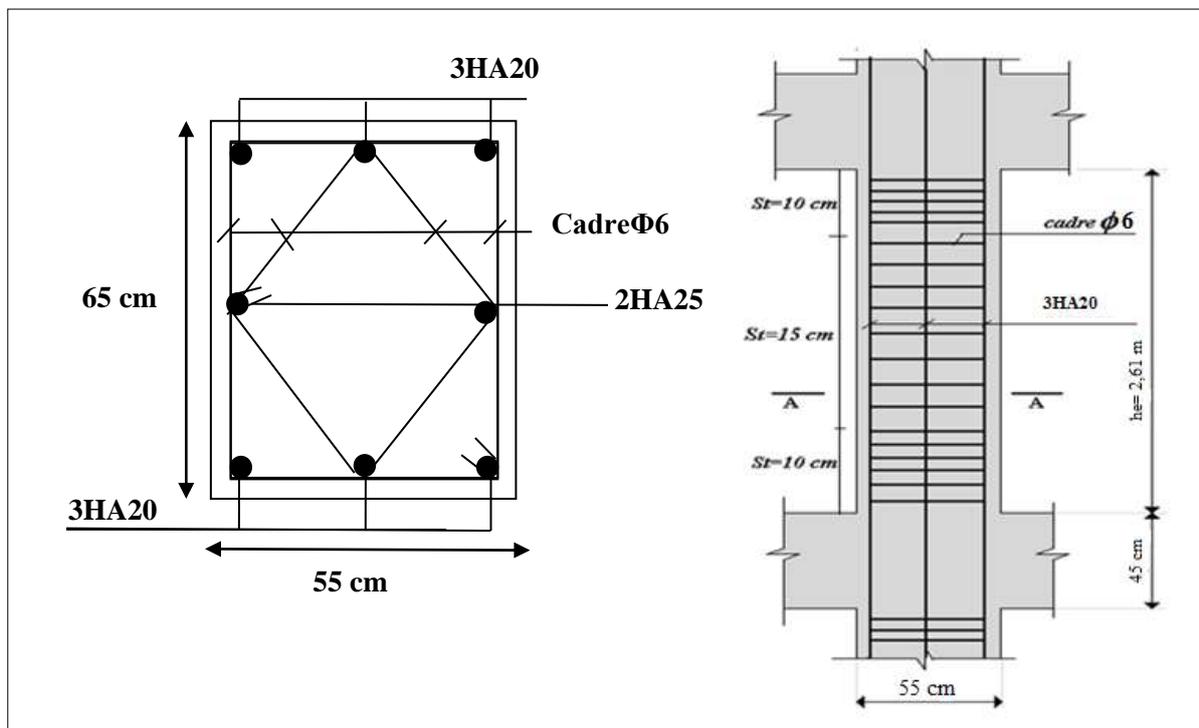
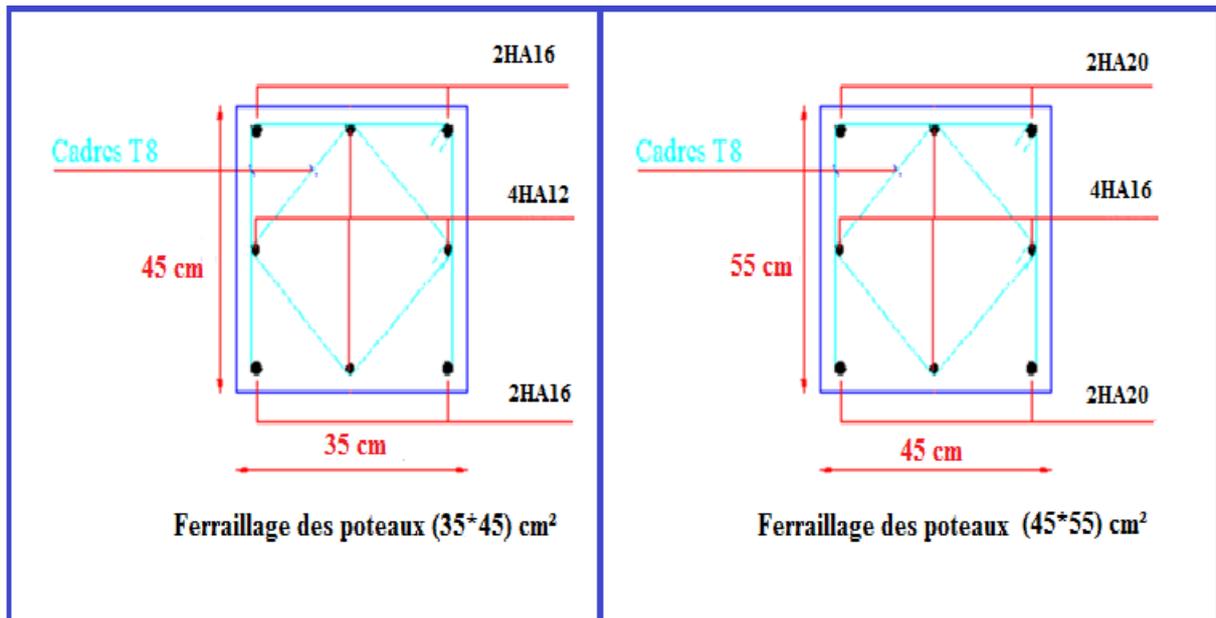


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage des poteaux (55*65) cm²



VI.4. Ferrailage des poutres :

VI.4.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui transmettent les efforts des planchers vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple, et leur ferrailage est calculé à l'ELU puis à l'ELS sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations du **RPA 99/V2003**. Vu que l'une des dimensions en plan du bâtiment est supérieure à 25 m le règlement **CBA93 (Art B.5.1)**

Exige pour toute structure qui dépasse les distances limite de prendre en comptes dans les calculs les effets du retrait et des variations de température extérieure à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

VI.4.2. Combinaisons des charges :

- Combinaisons donné par **BAEL.91 [1]** :

✓ Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q \\ \text{ELS} = G + Q \end{array} \right.$$

- Combinaisons donné par **RPA99 VERSION 2003 [2]** :

✓ Situation accidentelle :

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

VI.4.3. Recommandations du RPA99/version 2003 (page 66) :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone I.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

VI.4.4. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale).
- Sens chaînage (poutre secondaire).

1-Les poutres principales (30×45) :

$C=3$ cm ; $d= h-c = 45-3 = 42$ cm ; Acier FeE = 400 MPa ; $f_{c28}=25$ MPa

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Moment (KN.m)	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t
Poutre principale	-163,59	101,67	-117,84	72,67	-135,61	83,79	-87,14	63,61

Tableau VI.5 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

a) Calcule le ferrailage :

✓ Ferrailage en travée :

❖ En Travée :

✓ ELU :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0; \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau Récapitulatif

	M (KN.m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	α	β	A (cm ²)
Travée	101,67	0,135	Oui	0,182	0,927	7,503

❖ En Appuis :

❖ La nappe supérieure (G+Q+E) :

$$M_{a \max} = 135,61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{135610}{18,5 \times 30 \times 42^2} = 0,138$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_l$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0,186$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,925$$

$$A = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{135610}{400 \times 0,925 \times 42} = 8,72 \text{ cm}^2$$

❖ **La nappe inférieure (0,8G+E) :**

$$M_{a \max} = -87,14 \text{ KN.m}$$

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure par

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{87140}{18,5 \times 30 \times 42^2} = 0,089$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0,116$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,953$$

$$A = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{87140}{400 \times 0,953 \times 42} = 5,44 \text{ cm}^2$$

b) Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL

- **Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4)**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001b \times h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 30 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- ✓ **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 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

Tableau Récapitulatif :

		A _{cal} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
Travée		7,503	1,52	1,35	6,75	7,503	3HA14+3HA12	8,01
Appui	La nappe supérieure	8,72	1,52	1,35	6,75	8,72	6HA14	9,24
	La nappe inférieure	5,44	1,52	1,35	6,75	6,75	3HA14+3HA12	8,01

c) ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

	Eléments	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre Principale	Travée	0,182	101670	72670	1,39	0,445	CV
	Appui	0,309	163590	117840	1,38	0,440	CV

d) Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{h}{L} = \frac{0,45}{5,7} = 0,0789 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{8,01}{30 \times 42} = 0,00635 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0,45}{5,7} = 0,0789 \geq 0,063 \dots \dots \dots CV$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

e) Armatures transversales :

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$St \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 37,8 \text{ cm}$$

D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$St \leq \min (h / 4, 12 \text{ min } \emptyset, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone nodale.}$$

$$St' \leq h / 2 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone courante.}$$

On prend: $St \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

✓ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times D_0}{f_c} = \frac{0,4 \times 15 \times 30}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

✓ **D'après RPA 99 : ART (7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

3Ø8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

3Ø8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

Soit (cadre de **2Ø8** + un étrier de **1Ø8**) = $1,51 \text{ cm}^2$.

f) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u \max} = 103,57 \text{ KN. m}$$

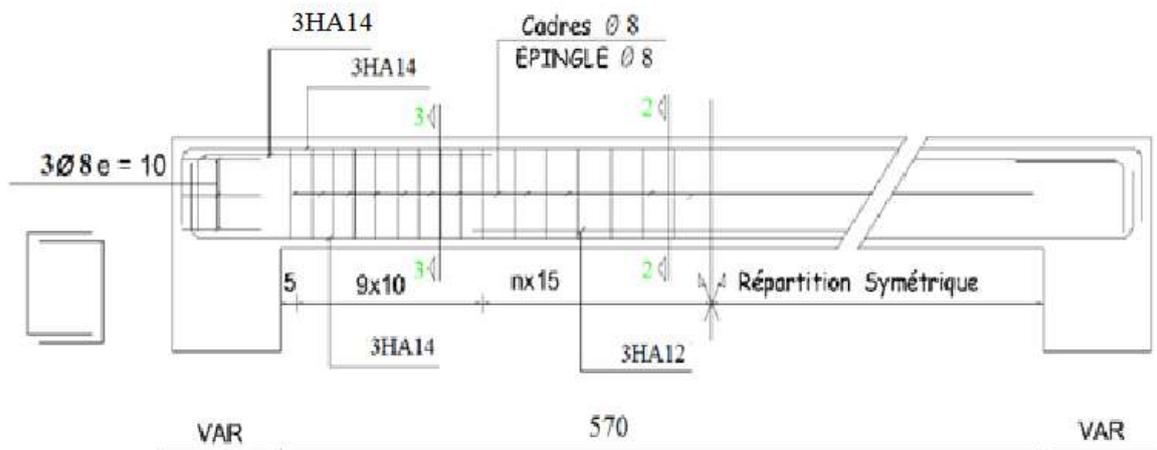
$$\tau_u^{\max} = \frac{103570}{300 \times 420} = 0,82 \text{ Mpa} < \text{Min}\{3,33 ; 5\} \dots \dots \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\bar{\tau}_u = \text{min}(0.2 \cdot f_{28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$

$$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa (c. v)}$$

g) Présentation du ferrailage des poutres :

Poutre (30*45)



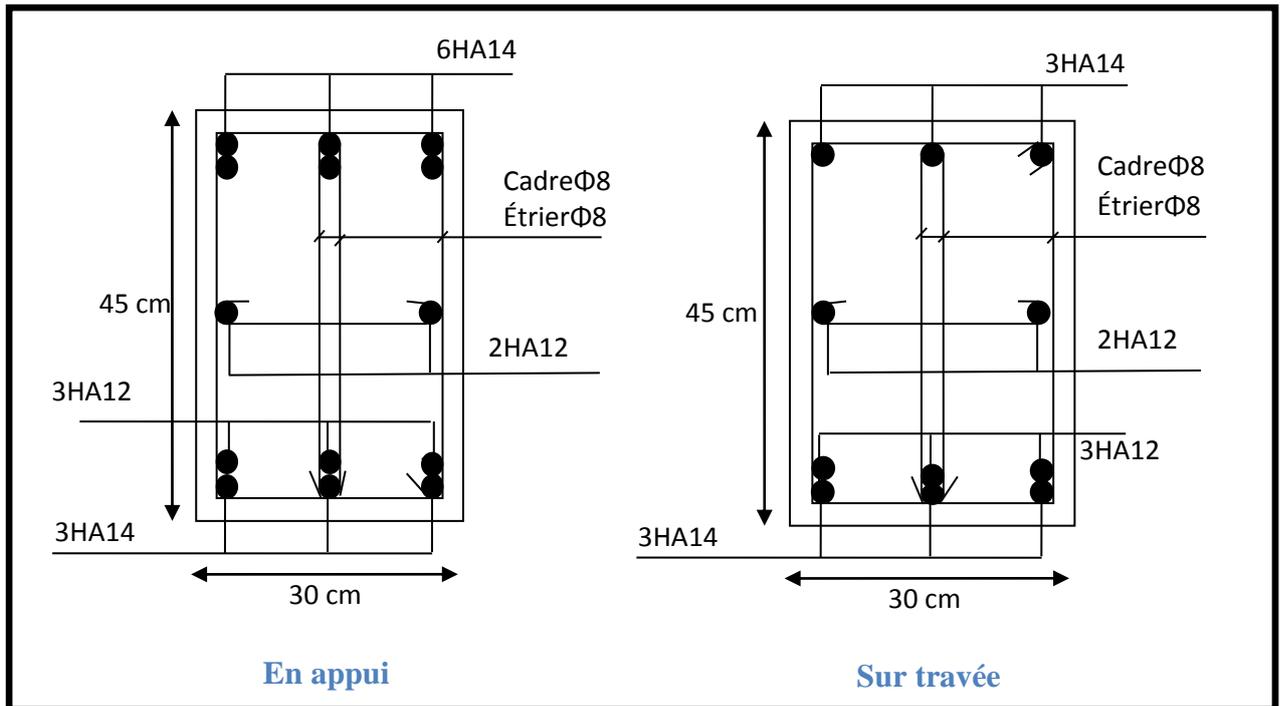


Figure VI.5 : Schéma de ferraillage des poutres principales.

2-Les poutres secondaires (30× 40) :

C=3 cm ; d= h-c = 40-3 =37 cm ; Acier FeE = 400 MPa ; $f_{c28}=25$ MPa

	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t
Poutre principale	-137,74	81,88	-104,34	57,79	-110,56	71,55	-91,96	46,38

Tableau VI.7 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

a) Vérification nécessaire pour la poutre secondaire :

✓ La condition de non fragilité

➤ Calcule le ferraillage :

En Travée :

• ELU :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau Récapitulatif

	M (KN.m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	α	β	A (cm ²)
Travée	137,74	0,236	oui	0,341	0,864	12,38

En Appuis :

❖ **La nappe supérieure (G+Q+E)**

$$M_{a \max} = 110,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{110560}{18,5 \times 30 \times 37^2} = 0,145$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0,196$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,921$$

$$A = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{110560}{400 \times 0,921 \times 37} = 8,11 \text{ cm}^2$$

❖ **La nappe inférieure (0,8G+E)**

$$M_{a \max} = -91,96 \text{ KN.m}$$

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure par

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{91960}{18,5 \times 30 \times 37^2} = 0,121$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0,161$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,935$$

$$A = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{91960}{400 \times 0,935 \times 37} = 6,64 \text{ cm}^2$$

b) Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL :

➤ **Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001b \times h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 30 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

c) 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 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

➤ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone de recouvrement}$$

Tableau Récapitulatif :

		A_{cal} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A_{adopt} (cm ²)
Travée		12,38	1,34	1,20	6	12,38	3HA20+3HA12	12,81
Appui	La nappe supérieure	8,11	1,34	1,20	6	8,11	3HA16+3HA12	9,42
	La nappe inférieure	6,64	1,34	1,20	6	6,64	3HA20	9,42

- **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'Ya aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

e) Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{h}{L} = \frac{0,40}{5,5} = 0,072 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{12,38}{30 \times 37} = 0,0101 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0,40}{5,5} = 0,072 \geq 0,062 \dots \dots \dots cv$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

f) Armatures transversales :

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$$

D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min } \emptyset, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ **La section de ferrailage transversal :** D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_c} = \frac{0,4 \times 15 \times 30}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ **D'après RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

On prend

3Ø8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

3Ø8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

Soit (cadre de **2Ø8** + un étrier de **1Ø8**) = $1,51 \text{ cm}^2$.

g) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 52,07 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{52070}{300 \times 370} = 0,469 \text{ MPa} < \text{Min}\{3,33; 5\} \dots \dots \dots \text{cv}$$

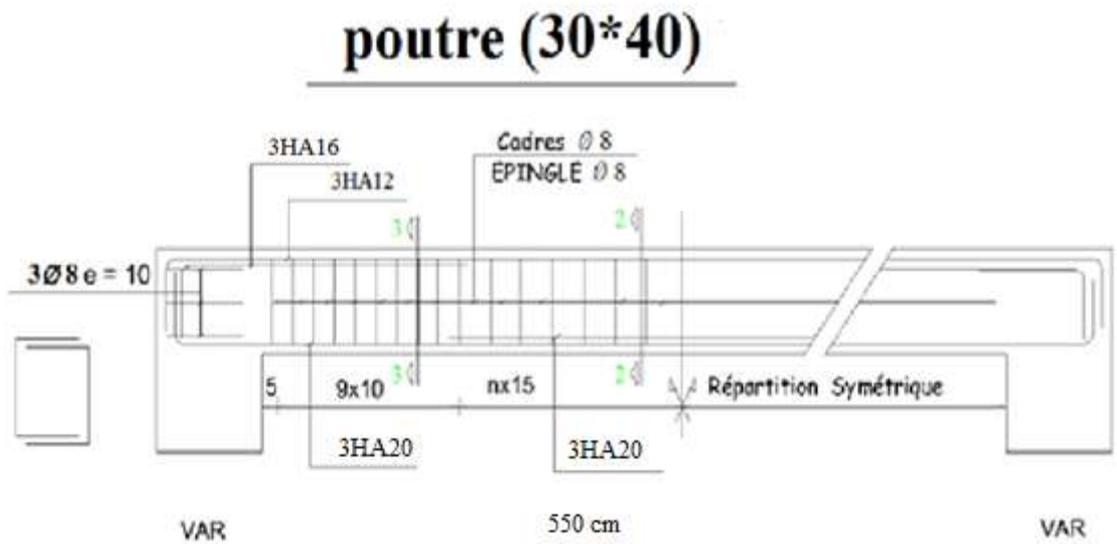
On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\bar{\tau}_u = \text{min}(0,2 \cdot f_{t28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa})$

$$\tau_u = 0,469 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa (C.V)}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \text{min}(0,2 \cdot f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa})$

$$\tau_u = 0,149 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ (C.V)}$$

g) Présentation du ferrailage des poutres :



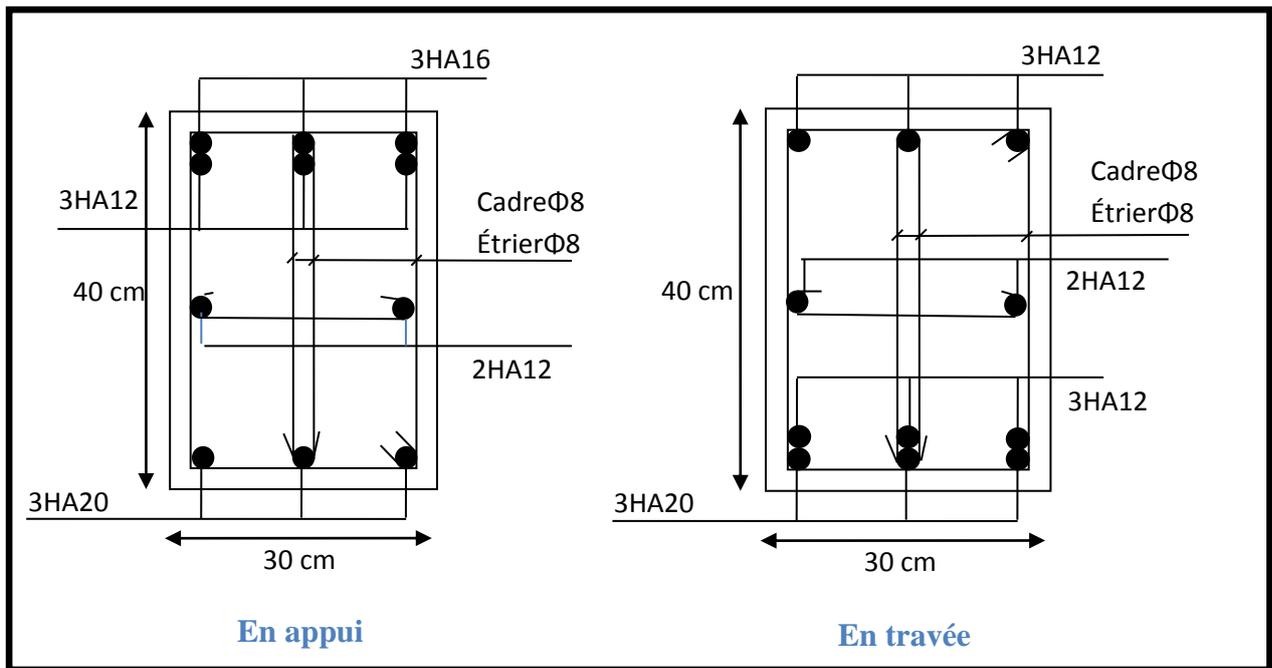


Figure VI.7 : Schéma de Ferrailage des poutres secondaires.

VI.5. Ferrailage de voile plein :

VI.5.1 : Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontales due à l'action du vent, ou d'un séisme.

A cet effet, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

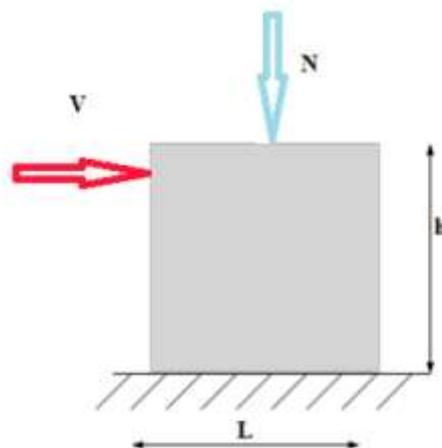


Figure VI.8 : schéma des efforts

VI.5.2. Types d'armatures :

- **Aciers verticaux :**

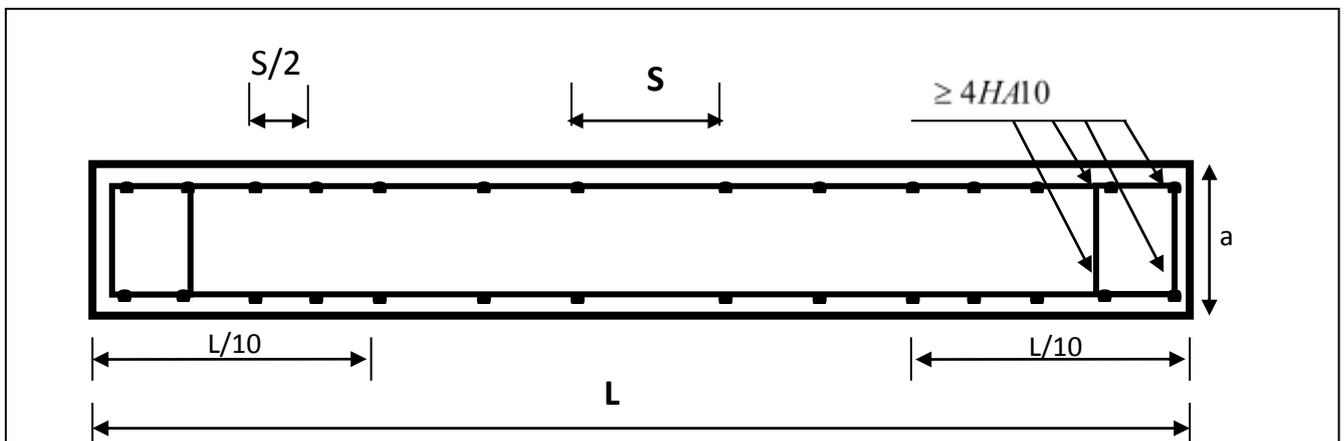
Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée.

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15 \text{ cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).



- **Aciers horizontaux :**

Même que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de RPA99.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Règles générales :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- en zone courante 0,10%

- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

D'après le RPA Article 7.7.4.3 :

$$S \leq 1.5 \cdot a$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \text{Min} (30 \text{ cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure

❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception de la zone d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

❖ La longueur de recouvrement doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} ; \text{ Avec } V = 1,4V_{\text{calculé}}$$

❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.5.2.1 : Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingle au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI.5.3. 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 :

- $0,8G \pm E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $G + Q \pm E$

VI.5.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0,8 N_G \pm N_E = 0 \text{ cas des voiles planes.}$$

$$M_{\max} = 0,8 M_G \pm M_E$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieure de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$\bullet N_{\text{corr}} = N_G + N_Q \pm N_E$$

$$\bullet M_{\max} = M_G + M_Q \pm M_E$$

VI.5.5. Calcul de la section d'armature:

VI.5.5.1. Ferrailage vertical :

- **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ✓ Entièrement tendu (S. E. T).
- ✓ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ✓ partiellement comprimée (S. P. C).

• **Etape de calcul :**

Détermination de la nature de la section :

- ❖ Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :h/6)
- ❖ Calcul de l'excentricité « e »qui égale au rapport du moment à l'effort normal (e=M/N).

Calcul des sections suivant leurs natures :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

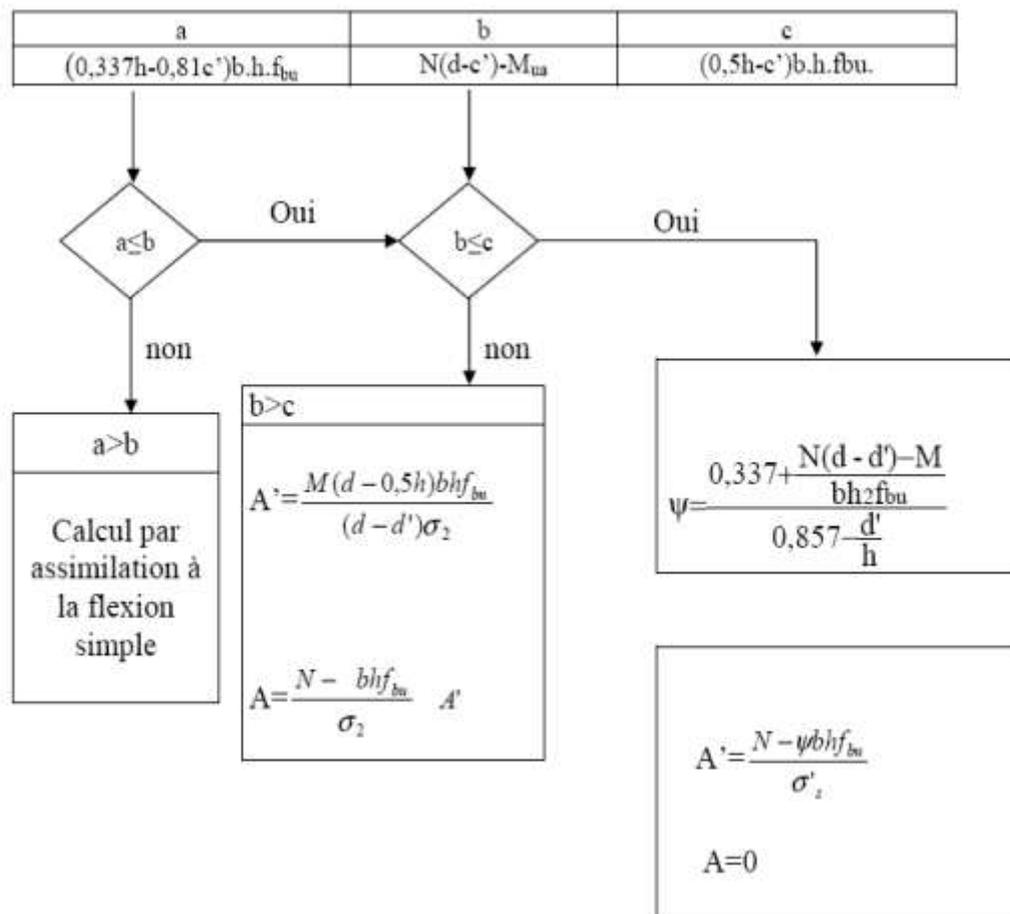


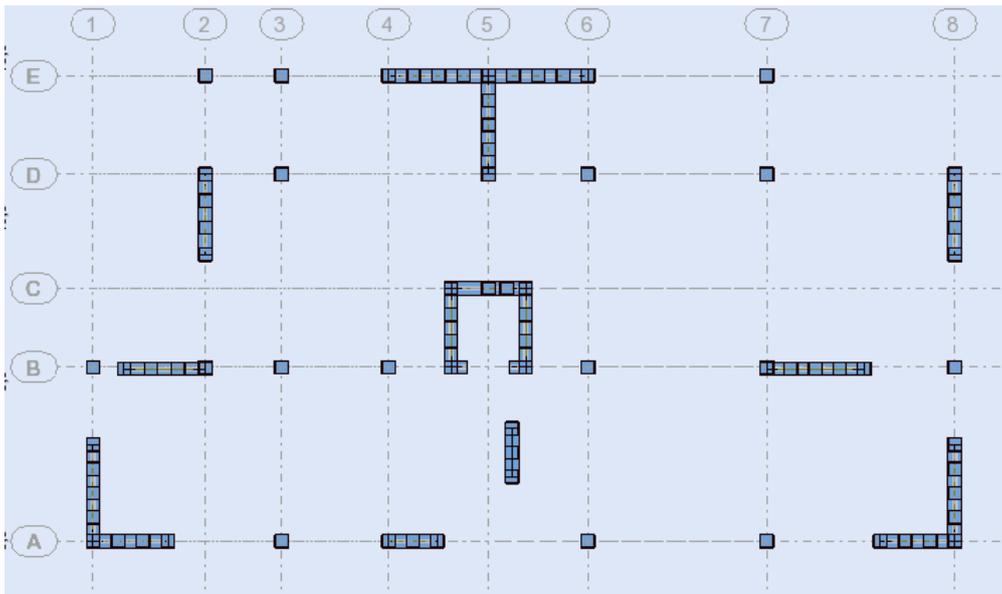
Figure VI.10 : Organigramme de flexion composée.

VI.5.6 : Calcul de la section des armatures :

VI.5.6 .1. Armatures verticales :

Exemple de calcul (RDC) :

La figure suivante représente la disposition des voiles dans notre structure :



Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison :

Détermination des sollicitations : (G+Q+Vy)

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	T (KN)
718,90	-528,60	121,71

Tableau VI.9 : les résultats des efforts.

$h = 3,0 \text{ m} ; c = 3 \text{ cm} ; d = h - c = 3,0 - 0,03 = 2,97 \text{ m} ; e = 0,15 \text{ m}$

$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{3,0}{250} \right\} = 0,012 \text{ m}$

$e_0 = \frac{M_U}{N} = \frac{718,9}{528,6} = 1,36 \text{ m}$

$e_1 = e_a + e_0 = 0,012 + 1,36 = 1,372 \text{ m}$

• **Vérification de flambement :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; \frac{20e}{h} \right)$$

$$\frac{20 \cdot e}{H} = \frac{20 \times 0,15}{3} = 1$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{3} = 0,71$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,71 < 15 \dots \dots \dots (c. v)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 2,42$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \Rightarrow \alpha = \left\{ \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{2,42}{35}\right)^2} = 0,85 \right.$$

ϕ : Généralement égal 2.

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2,1^2}{10^4 \times 3} \times (2 + 0,85 \times 2) = 0,00163 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1,372 + 0,00163 = 1,374 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrige}} = N_{\text{utm}} \times e = 528,6 \times 1,374 = 726,29 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$M_{\text{corrige}} = 726,29 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 528,60 \text{ KN}$$

$$A = (0,337 L - 0,81 c') \cdot L \cdot a \cdot \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 3 - 0,81 \times 0,03) \cdot 3 \times 0,15 \times 18,5$$

$$A = 8,2142775 \text{ MN.m} = 8214,2775 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - L/2) = 726,29 + 528,6 \times (2,97 - 1,5) = 1503,33 \text{ KN.m}$$

$$B = 528,6(2,97 - 0,03) - 1503,33 = 50,754 \text{ KN.m}$$

A > B donc la section est partiellement comprimée.

V.5.6. 2 Calcul de ferrailage :

- **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_f = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

M (KN.m)	μ	μ_l	α	β	$A_f \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$
1503,33	0,0614	0,392	0,079	0,968	13,073	-0,142

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**.

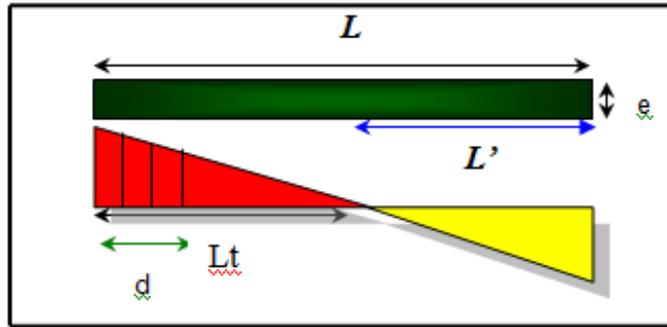


Figure VI.10 : Les contraintes dans le voile.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{528,6 \times 10^3}{150 \times 3000} + \frac{6 \times 718,9 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = 4,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{528,6 \times 10^3}{150 \times 3000} - \frac{6 \times 718,9 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = -2,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0; \sigma_2 \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 3 \times \frac{|2,02|}{|4,37| + |2,02|} = 0,948 \text{ m}$$

$$L_c = L - 2l_t = 3 - 2 \times 0,948 = 1,104 \text{ m}$$

Alors: $A_{min}^{RPA} = 0,002 \times L_t \times a = 0,002 \times 94,8 \times 15 = 2,844 \text{ cm}^2$

VI.5.6.3 .Le pourcentage minimum d’armatures verticales :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 300 = 6,75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

Dans la zone tendue :

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = \max(13,073; 2,844)$$

Alors on prend : $A = 13,073 \text{ cm}^2$

En zone courante :

$$h' = h - 2l_t = 3 - 2 \times 0,948 = 1,104 \text{ m} > 0$$

$$A_{min 2} = 0,001 \cdot b \cdot h' = 0,001 \times 15 \times 110,4 = 1,656 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2A_{tendu} + A_C > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 13,073 + 1,656 = 27,802 \text{ m}^2 > 6,75 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{ condition vérifier.}$$

Choix des armatures :

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adopt}}{2} = \frac{13,073}{2} = 6,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_{nap1} = A_{nap2} = 10\text{HA}10 = 7,85 \text{ cm}^2$$

Niveau	A _{cal} (cm ²)	A _c (cm ²)	A _{tot} (cm ²)	A ^g (cm ²)	Condition	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
RDC	13,073	1,656	27,802	6,75	vérifier	A _{tendu} = 12HA12 A _c = 4HA10	13,57 3,14

Tableau .VI.10 : Armatures des voiles.

VI.5.6.4. L'espacement :

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5.a ; 30\text{cm}) = \min(15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm}) = \min(22,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : S=20 cm

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5.a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{11,25; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : **D=10 cm.**

Les espacements suivant le (**BAEL**) sont négligés par rapport **RPA99**.

VI.5.6.5. Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003).

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{cal}}{a \cdot d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$T=501,49 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{cal}}{a \times d} = \frac{1,4 \times 121710}{150 \times 2970} = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ (c.v)}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.5.6.6. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

VI.5.6.7. Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0,0015 \times b \times 1\text{m} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 4\phi 14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI.5.6.7.1. Les Armatures Transversal :

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

VI.5.6.7.2. Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend :

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ Mpa}$

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$N=528,60 \text{ KN}$

$M=718,90 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{528,6 \times 10^3}{150 \times 3000} + \frac{6 \times 718,9 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = 4,37 \text{ MPa} < 18,5 \text{ MPa}$$

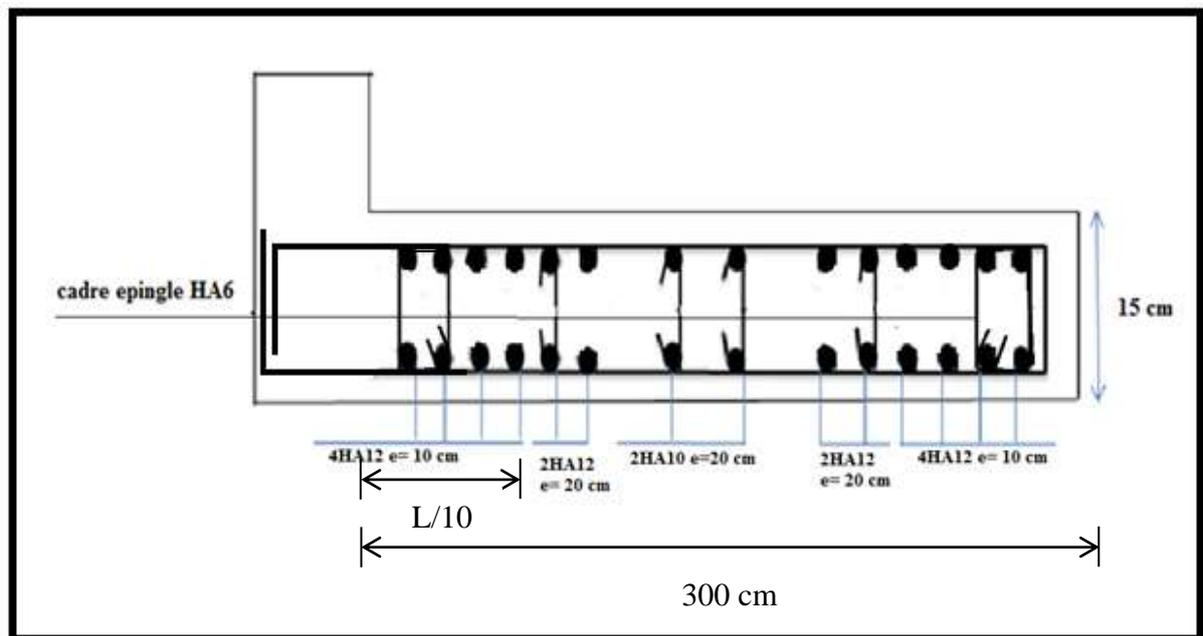
VI.5.6.8. Ferrailage de voile :

Figure VI.11 : Coupe de ferrailage du voile.

Chapitre VII :
Etude de l'infrastructure

Chapitre VII:**Etude de l'infrastructure****VII.1.PRESENTATION DE RAPPORT DU SOL:****1-L'étude de sol :**

Le présent rapport rassemble les résultats des reconnaissances et des essais réalisés au laboratoire, les dispositions constructives du futur projet et les recommandations qui en résultent.

2-Sismicité de la région :

Le R.P.A 99 version 2003 a classé la région de Biskra comme zone de faible sismicité (Zone 1)

3-Reconnaissance par les essais de laboratoire :**3-a)-Organisation de la reconnaissance:**

Pour pouvoir réaliser les essais de laboratoire, trois échantillons ont été prélevés à différentes profondeurs au niveau des sondages.

✓ **S_{c1}: Echantillon E1 (1.50-2.00) m:** Sable grossier limoneux beige graveleux et caillouteux.

✓ **S_{c2}: Echantillon E2 (2.10-2.50) m:** Sable grossier limoneux brunâtre graveleux.

✓ **S_{c3}: Echantillon E3 (3.00-3.50) m:** Sable grossier limoneux brunâtre graveleux et caillouteux.

3-b)- Résultats des essais de laboratoire :**b-1)-Essais physiques**

✓ L'analyse granulo - sédimentométrique montre que nous sommes en présence d'un sol grenu.

✓ Vu la nature grenue des échantillons prélevés certains essais physiques n'ont pu être effectués

✓ Théoriquement les échantillons testés sont humides et non saturés, denses à très denses.

b-2)-Analyses Chimiques :

L'analyse chimique a indiqué un sol très fortement agressif qui appartient au niveau d'agressivité.

4-Caractéristiques du sol :

Puisque il est nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui supporte l'ouvrage, donc il faut faire une étude géologique et géotechnique qui a pour objectif de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaire pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

Pour notre ouvrage l'étude a été faite par le laboratoire de travaux public de l'est L.N.H.C une étude qui a été achevée par un rapport, du quel on a tiré les conclusions et les résultats.

Remarque :

- ✓ Sur Les échantillons, on n'a réalisé que des essais physiques et chimiques, car **les essais mécaniques ne sont pas réalisables à cause de la nature grenue des échantillons prélevés.**

5-Les recommandations du rapport du sol:

- ❖ Au terme de cette étude géotechnique, nous pouvons en conclure que le terrain destiné à recevoir les logements promotionnels aidés à Biskra est constructible.
- ❖ La prospection par sondage carotté a révélé un sol relativement homogène constitué des formations granulaires.
- ❖ Quant aux essais de pénétration dynamique, les résistances obtenues sont très élevées jusqu'au refus.
- ❖ Le sol est classé parmi les terrains moyennement compacts d'après le DTR-BE 1.2 Et appartient à la catégorie S3 selon la classification du RPA 99 version 2003.
- ❖ A la lumière des résultats obtenus par la campagne des essais in-situ (03 sondages carottés + 10 points PDL.) et les essais de laboratoire, nous vous préconisons ce qui suit :
- ✓ Un mode de fondation superficielle sur un **radier général**
- ✓ Un ancrage minimal de **1,80 m** par rapport au terrain fini.
- ✓ Adopter un taux de travail admissible **$Q_{adm} = 1,60$ bars.**
- ✓ Bien compacter les fonds de fouilles avant le coulage du béton de propreté.
- ✓ Eviter l'implantation des blocs au niveau des chaâba toutefois si cela s'impose il y a lieu de prendre toutes les dispositions nécessaires pour assurer la stabilité des blocs.
- ✓ Respecter la servitude de la conduite de gaz.
- ✓ L'analyse chimique a indiqué un sol très fortement agressif qui appartient au niveau d'agressivité A4 selon la NF P 18-011. A cet effet, il y a lieu de respecter les recommandations.

VII.2.introduction:

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

VII.3. Définition :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. 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 et/ou essais in situ). 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.

VII.4. 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.

VII.4.1: Différents types de fondations:

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII.4.2: Type de fondations superficielles:

Les fondations superficielles sont de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

VII.3.3. Combinaison d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1,35G + 1,5Q$) pour le ferrailage.
- Accidentelle ($0,8G \pm E$) pour la vérification.

VII.5. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convient mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.5.1. 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).

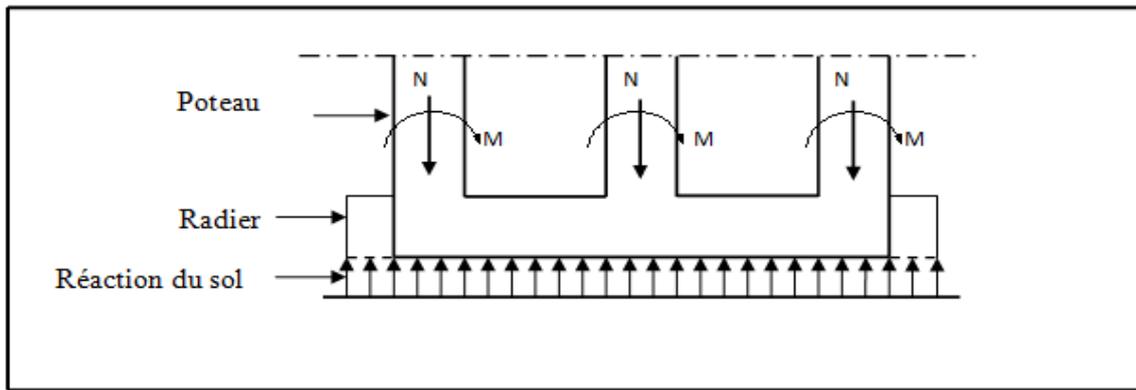


Figure VII.1 : Schéma du Radier.

VII.5.2. Pré dimensionnement du radier :

a - Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b- Selon la condition forfaitaire :

◆ **Sous voiles :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h: épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs.

$L_{\max} = 6,0$ m $\Rightarrow 0,75$ m $\leq h \leq 1,2$ m

On prend : h = 100 cm

◆ **Sous poteaux :**

✚ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{600}{20} = 30$$
 cm

On prend: h = 40 cm

✚ **La nervure :**

Condition de coffrage (hauteur de la nervure) :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h \geq \frac{600}{10} = 60$$
 cm

On prend: h = 100 cm

c- 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 :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux.

L_e : longueur élastique.

d- Condition de longueur d'élasticité :

$$\text{Avec: } \begin{cases} L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \\ E: \text{ module d'élasticité du béton } E = 3216420 \text{ t/m}^2 \\ I: \text{ inertie d'une bande d'1 m de radier. } I = \frac{bh^3}{12} \\ K: \text{ Coefficient de raideur du sol } (5\text{Mpa} \leq K \leq 120\text{MPa}) \\ \text{Nous optons pour } K = 4000 \text{ t/m pour un sol de densité moyenne} \\ b: \text{ largeur du radier (bande de 1m).} \\ L_{max} = 6,0 \text{ m} \end{cases}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 6^4}{3216420 \times \pi^4}} = 0,926 \Rightarrow h \geq 0,926 \text{ m donc on adopte } h = 100 \text{ cm}$$

$$h \geq \sqrt{\frac{4EI}{Kb}}$$

$$I \geq \frac{0,95 \times 1^3}{12} = 0,0791 \text{ m}^4$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0791}{4000 \times 1}} = 6,336 \text{ m} > \frac{2}{\pi} \times 6 = 3,821 \text{ m} \dots \dots \text{ (C.V)}$$

Conclusion :

On adoptera un radier nervuré avec :

- ✓ Nervure : h= 100 cm
- ✓ Dalle : h= 40 cm
- ✓ Largeur de la nervure : b = 55 cm.

VII.5.3. Détermination des efforts :

$$\text{ELU: } N_u = 45054,08 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 32353,60 \text{ KN}$$

VII.5.4. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{45054,08}{1,33 \times 160} = 211,72 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{32353,60}{1,33 \times 160} = 152,04 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 334,5905 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 211,72 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu Un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (26,54 m).

L_y : largeur en plan (14,45 m).

VII.5.5. Calcul de débordement D :

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où : $h_r = 0,50 \text{ m}$

On prend :

$D = 0,5 \text{ m}$; alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 334,5905 + 0,5 \times 2 \times (26,54 + 14,45) = 375,5805 \text{ m}^2$$

➤ Poids du radier :

$$G = (375,5805 \times 0,40 \times 25) = 3755,805 \text{ KN}$$

➤ Combinaison d'action :

$$\text{ELU: } N_U = 45054,08 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_{\text{SER}} = 32353,60 \text{ KN}$$

$$N_u = 45054,08 + 1,35 (3755,805) = 50124,51 \text{ KN}$$

$$N_s = 32353,60 + 3755,805 = 36109,40 \text{ KN}$$

VII.6. Vérifications :

VII.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91(Article A.5.1) p 41

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{45054,08 \times 1}{375,5805} \times \frac{6}{2} = 359,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{359,87 \times 10^3}{10^3 \times 360} = 0,99 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

VII.6.2. Vérification au poinçonnement :

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**):

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / Y_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

h: Épaisseur totale du radier

a) Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \cdot 2 = (0,55 + 0,65 + 2 \times 1) \times 2 = 6,4m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 7466,67 \text{ KN}$$

$$N_u = 3622,73 \text{ KN} < \bar{N}_u = 7466,67 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification pour les voiles :

On considère une bonde de 1 ml du voile

$$N_u = 981,84 \text{ KN}, e = 15 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = 6,3m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6,3 \times 1 \times 25000}{1,5} = 7350 \text{ KN}$$

$$N_u = 981,84 \text{ KN} < \bar{N}_u = 7350 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

VII.6.3. Vérification de la stabilité du radier :**❖ Vérification 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 (h = 1,8 m).

S: surface de radier (S = 375,5805 m²).

W = 2980,89 t (d'après le ROBOT)

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1,8 \times 375,5805 = 10140,67 \text{ KN} = 1014,067 \text{ t}$$

$$W = 2980,89 \text{ t} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1014,067 \text{ t}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure.

VII.7. Caractéristiques géométriques du radier :

➤ **Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :**

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 13,347 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6,921 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie d'un radier :**

$$I_{x-x} = \frac{bh^3}{12} = 6673,03 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{14,45 \times 26,54^3}{12} = 22510,72 \text{ m}^4$$

VII.7.1. 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.

on va vérifier σ_{sol} moyenne avec σ_{sol} ou :

$$\sigma_{sol \text{ moyenne}} = \frac{1}{4}(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}).$$

➤ **ELS :** $\sigma_{sol} \geq \sigma_{sol \text{ moyenne}}$.

➤ **ELU :** $\bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma_{sol \text{ moyenne}}$.

➤ **Accidentelle :** $\bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma_{sol \text{ moyenne}}$.

Ou :

$$\sigma_{sol \text{ moyenne}} = \frac{1}{4}(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}).$$

$$\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \sigma_{sol} = 2,4 \text{ bar}$$

σ_{\max} et σ_{\min} : donné par le robot à chaque combinaison

VII.7.1.1. Vérification de la stabilité du radier sous ELU :

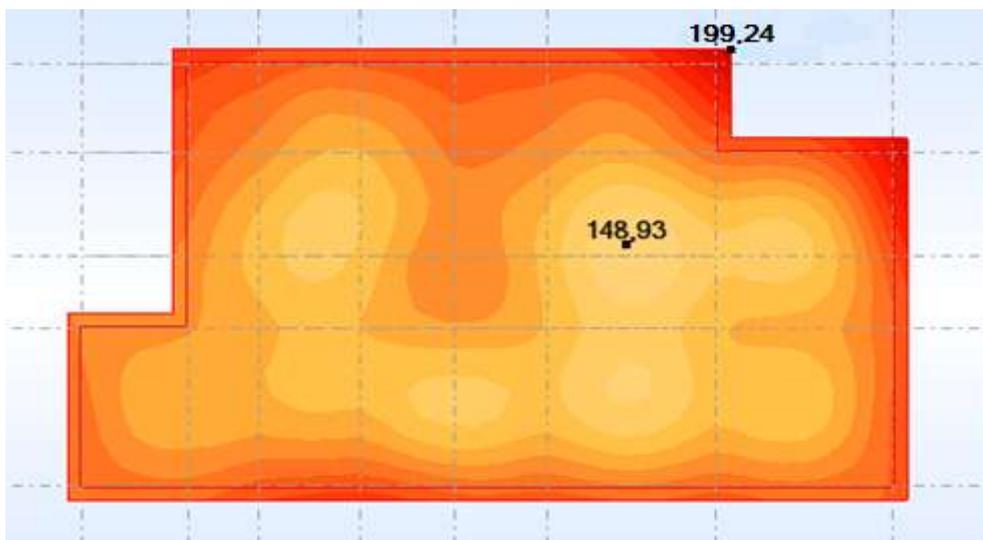


Figure VII.2 : réaction de sol à l'ELU

$$\sigma_{\text{sol moyenne}} = \frac{1}{4}(3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}) = \frac{1}{4}(3(1,99) + 1,4) = 1,84 \text{ bar.}$$

$$\sigma_{\text{sol moyenne}} = 1,84 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,4 \text{ bar} \text{ (condition vérifiée).}$$

Cas	$\sigma_{\text{sol moyenne}}$ (bar)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (bar)	Condition
ELU	1,84	2,4	vérifiée

Tableau VII.1 : vérification des contraintes à l'ELU

VII.7.1.2. Vérification de la stabilité du radier sous ELS :

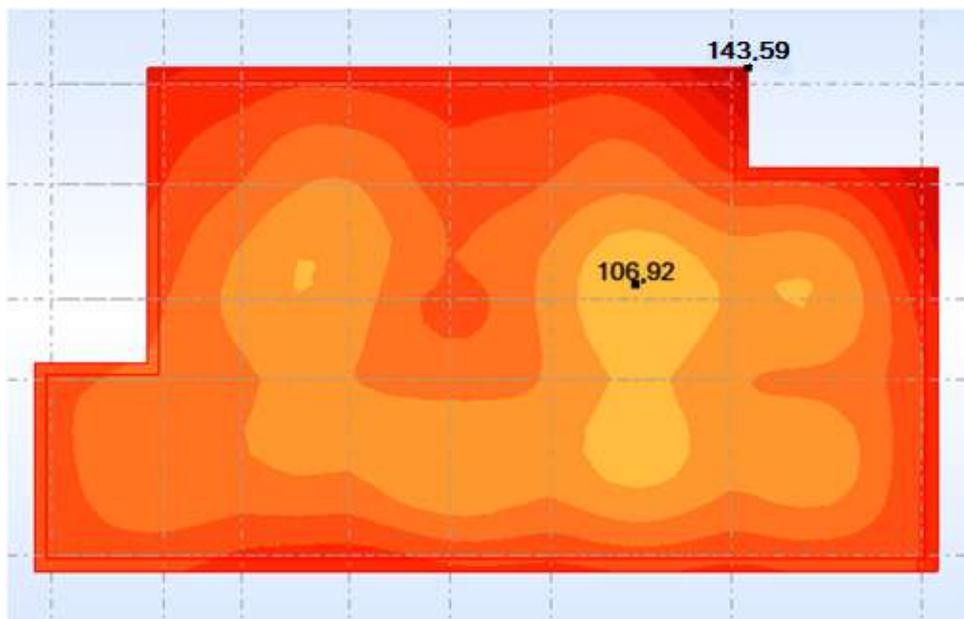


Figure VII.3: réaction de sol à l'ELS

$$\sigma_{\text{sol moyenne}} = \frac{1}{4}(3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}) = \frac{1}{4}(3(1,43) + 1,06) = 1,33 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,6 \text{ bar} > \sigma_{\text{sol moyenne}} = 1,33 \text{ bar}$$

Cas	$\sigma_{\text{sol moyenne}}$ (bar)	σ_{sol} (bar)	Condition
ELS	1,33	1,6	vérifiée

Tableau VII.2: vérification des contraintes à l'ELS

VII.7.1.3. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

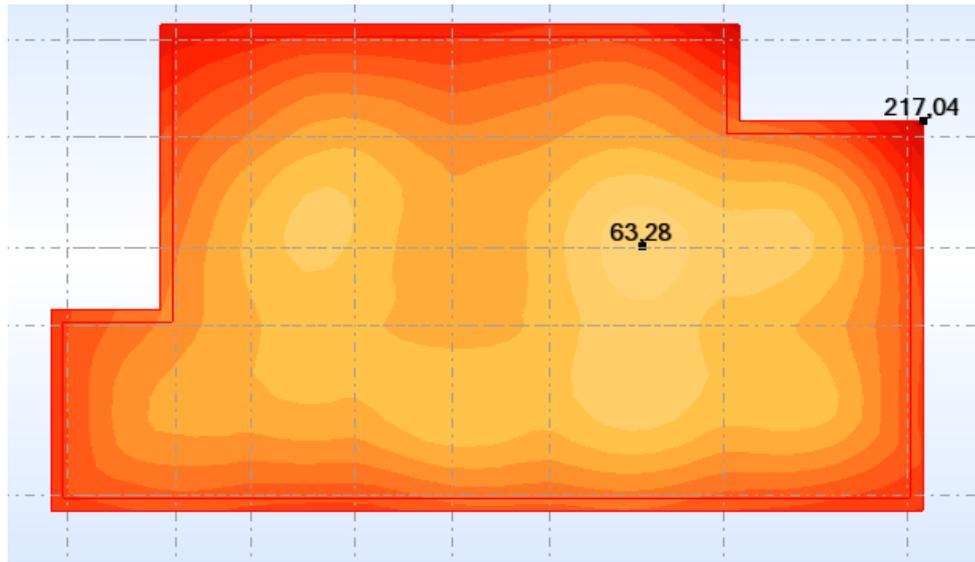


Figure VII.4: réaction de sol à (0.8G± E)

$$\sigma_{sol \text{ moyenne}} = \frac{1}{4}(3\sigma_{max} + \sigma_{min}) = \frac{1}{4}(3(2,17) + 0,63) = 1,785 \text{ bar.}$$

$$\sigma_{sol \text{ moyenne}} = 1,785 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{sol} = 2,4 \text{ bar} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Cas	$\sigma_{sol \text{ moyenne}}$ (bar)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	Condition
0.8G± E	1,785	2,4	vérifiée

Tableau VII.3 : vérification des contraintes à 0.8G± E

VII.7.1.4. Vérification de la stabilité du radier sous (G+Q± E) :

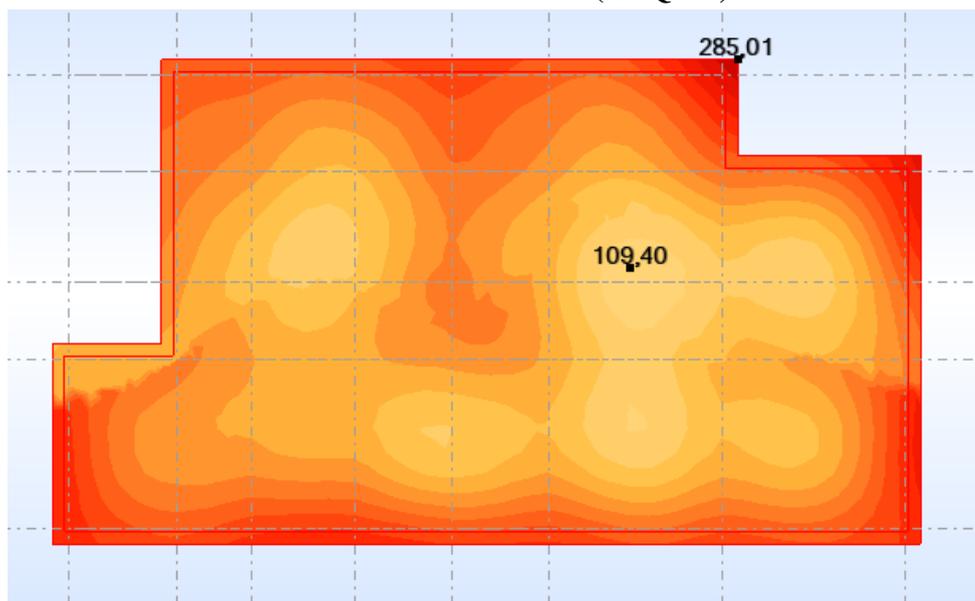


Figure VII .5: réaction de sol à (G+Q± E)

$$\sigma_{\text{sol moyenne}} = \frac{1}{4}(3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}) = \frac{1}{4}(3(2,8) + 1,09) = 2,37 \text{ bar.}$$

$$\sigma_{\text{sol moyenne}} = 2,37 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,4 \text{ bar} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Cas	$\sigma_{\text{sol moyenne}}$ (bar)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (bar)	Condition
0.8G± E	2,37	2,4	vérifiée

Tableau VII.4 : vérification des contraintes à G+Q± E

VII.8.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 : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

VII .8.1. 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 : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x/l_y$ et ν ($\nu = 0,2$ à 1 'ELS, 0 à 1 'ELU) Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0,85 M_x$ $M_{ty} = 0,85 M_y$	$M_{tx} = 0,75 M_x$ $M_{ty} = 0,75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Tableau VII.5 : Résultats de Méthodes de calcul.

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant **préjudiciable**.

VII.8.2. Calcul de la réaction du sol sous le radier :

ELU	ELS
$q_u = (1,35G + 1,5Q) / S_{\text{rad}}$ $q_u = 45054,08 / 375,58$	$q_{\text{ser}} = (G+Q) / S_{\text{rad}}$ $q_{\text{ser}} = 32353,60 / 375,58$
$q_u = 119,96 \text{ KN/m}^2$	$q_{\text{ser}} = 86,14 \text{ KN/m}^2$

Tableau VII.6 : réaction du sol sous le radier.

VII.8.3. Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de rive : $(5,8 \times 6) \text{ m}^2$

➤ L'ELU:

$$v = 0 ; q_u = 119,96 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 5,8 / 6 = 0,97 > 0,4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\left[\begin{array}{l} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,887 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad \Rightarrow \quad M_x = 0,041 \times 119,96 \times (5,8)^2 = 165,45 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \Rightarrow \quad M_y = 0,887 \times 165,45 = 146,75 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x \quad \Rightarrow \quad M_{tx} = 0,85 \times 165,45 = 140,63 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y \quad \Rightarrow \quad M_{ty} = 0,85 \times 146,75 = 114,73 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x \quad \Rightarrow \quad 0,3 \times 165,45 = 49,63 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right), \beta = (1 - 0,4\alpha); b = 100 \text{ cm}; \overline{\sigma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\emptyset \leq \frac{580}{10} = 58 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 40 - 5 - \frac{5,8}{2} = 32,1 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x}{2} - \frac{\emptyset_y}{2} = 32,1 - \frac{5,8}{2} - \frac{6}{2} = 26,2 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens- X:

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 32,1 \times \frac{2,1}{400} = 3,87 \text{ cm}^2$$

Sens- y:

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 26,2 \times \frac{2,1}{400} = 3,16 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M _u (kN ×m)	49,63	140,63	49,63	114,73
μ	0,033	0,096	0,050	0,127
μ < μ _L	CV	CV	CV	CV
A _s ' (cm ²)	0	0	0	0
α	0,041	0,126	0,064	0,170
β	0,983	0,949	0,974	0,932
σ _s (Mpa)	348	348	348	348
A _s (cm ² /ml)	4,52	13,26	5,59	13,50
A _{s min} (cm ² /ml)	3,87	3,87	3,16	3,16
Choix des barres/ml	6HA12	7HA16	6HA12	7HA16
A _{s corres} (cm ² /ml)	6,79	14,07	6,79	14,07
Espacement (cm)	16	14	16	14

Tableau VII.7 : Ferrailage de radier à l'ELU.

Espacement = 100/6 = 16,66 cm donc on prend 16 cm

Espacement = 100/7 = 14,28 cm donc on prend 14 cm

➤ **L'ELS :**

$$v = 0,2 ; q_s = 86,14 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 5,8/6 = 0,97 > 0.4$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art. 4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,666 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,887 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \quad \Rightarrow \quad M_x = 0,041 \times 86,14 \times (5,8)^2 = 118,80 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \Rightarrow \quad M_y = 0,887 \times 118,80 = 105,37 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x \quad \Rightarrow \quad M_{tx} = 0,85 \times 118,80 = 100,98 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y \quad \Rightarrow \quad M_{ty} = 0,85 \times 105,37 = 89,56 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x \quad \Rightarrow \quad 0,3 \times 118,80 = 35,64 \text{ KN.m/ml.}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (kN ×m)	35,64	100,98	35,64	89,56
μ	0,024	0,069	0,036	0,091
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm ²)	0	0	0	0
α	0,030	0,089	0,045	0,119
β	0,988	0,964	0,982	0,952
σ_s (MPa)	201,63	201,63	201,63	201,63
A_s (cm ² /ml)	5,57	16,18	6,47	17,80
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	3,87	3,87	3,16	3,16
Choix des barres/ml	6HA12	6HA20	6HA12	6HA20
$A_{s\ corres}$ (cm ² /ml)	6,79	18,85	6,79	18,85
Espacement (cm)	16	14	16	14

Tableau VII.8 : Ferrailage de radier à l'ELS.

Espacement = 100/6 = 16,66 cm donc on prend 16 cm.

Espacement = 100/6 = 16,66 cm donc on prend 16 cm.

VII.8.4. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1, 21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (A.5.1,1) p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{119,96 \times 5,8 \times 6}{2(6) + 5,8} = 234,53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{234,53 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0,651 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,651 < [\tau_u] = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VII.9. 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.

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

$$b = 1 \text{ m}$$

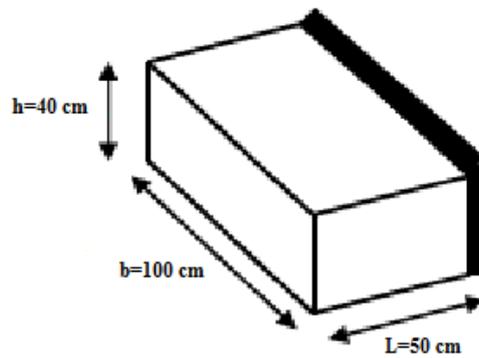


Figure VII.8 : Schéma de débord

✓ Présentation schématique :

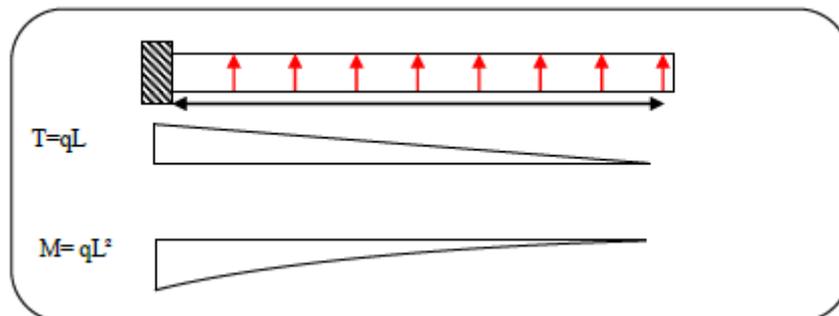


Figure VII. 9 : Schéma statique et sollicitations du débord.

➤ L'ELU :

$$M_{max} = q_u \times \frac{L^2}{2} = 119,96 \times \frac{0,5^2}{2} = 14,995 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm (BAEL91.A. 7.2.1)}$$

$$C \geq 5 + \frac{4}{2} = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on adopte : } C = 7 \text{ cm} \rightarrow d = h - c = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

➤ L'ELS : (fissuration préjudiciable)

$$M_{max} = q_{ser} \times \frac{L^2}{2} = 86,14 \times \frac{0,5^2}{2} = 10,767 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$A_{max}^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 40 \times 100 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_{\theta}} = 0,23 \times 40 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 4,83 \text{ cm}^2$$

	M_{\max} (KN).m	α	β	A_S (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)
ELU	14,995	0,012	0,995	1,31	10,00	4,83	6HA16=12,06
ELS	10,767	0,0087	0,996	1,62	10,00	4,83	6HA16=12,06

Tableau VII.9 : Ferrailage de débords.

$$A_s = \max (A_{BAEL}, A_{s \text{ ser}}, A_{s \text{ min}}).$$

Donc : $A_s = 10,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on choisit $A = 12,06 = 6\text{HA}16 / \text{ml}$ avec un espacement 16 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,015 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A = 3,14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$ avec un espacement 12 cm.

- ✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28}$$

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

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 119,96 \times 0,5 = 59,98 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{59980}{330 \times 1000} = 0,182$$

$$\tau_u = 0,182 < \bar{\tau}_u = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VII.10. Les sollicitations sur les nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm}, c = 5 \text{ cm}$$

VII.10.2. Les charges revenant à la nervure :

$$q_u = 119,96 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 86,14 \text{ KN/m}^2$$

VII.10.3. Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT2009**.

➤ **L'ELU :**

Sens (x-x) :

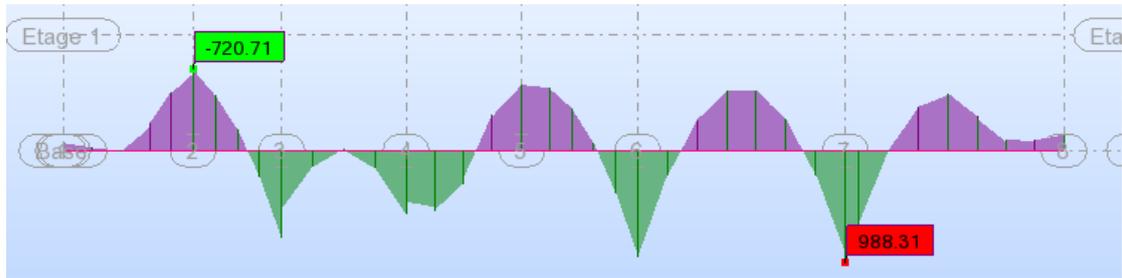


Figure VII.11 : Diagramme des moments fléchissant(x-x).

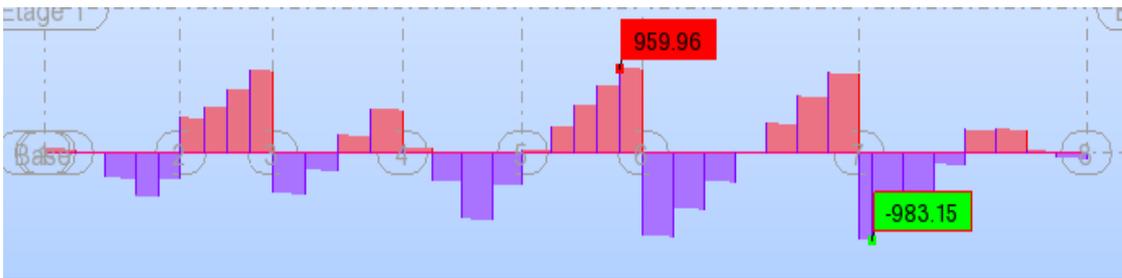


Figure VII.12 : Diagramme des efforts tranchant(x-x).

Sens (y-y) :

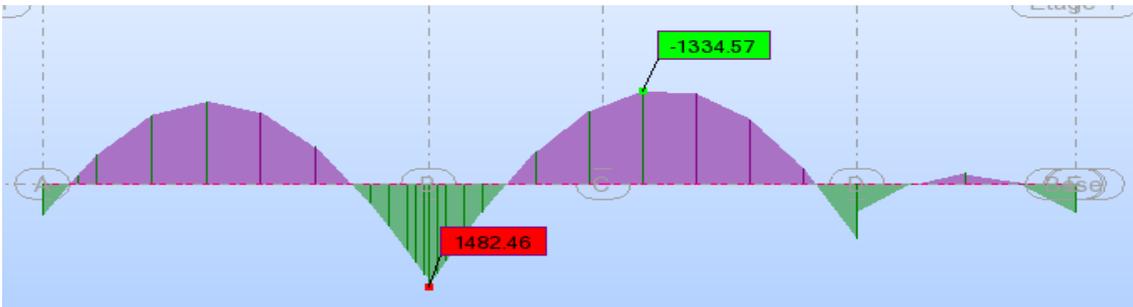


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant (y-y).

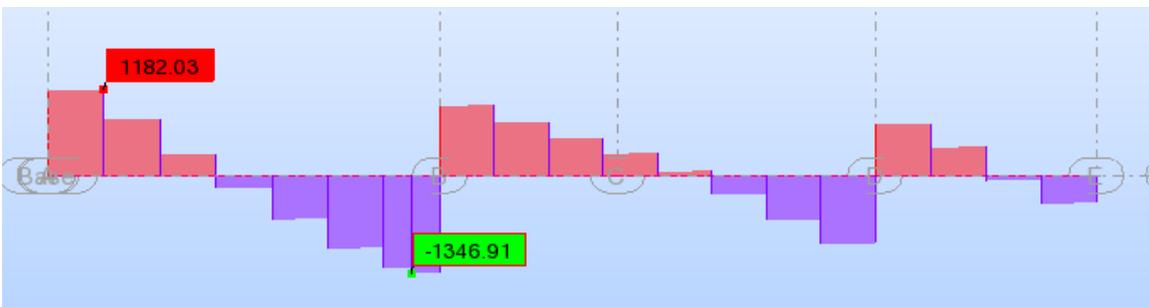


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchant (y-y).

➤ **A L'ELS :**

Sens (x-x) :

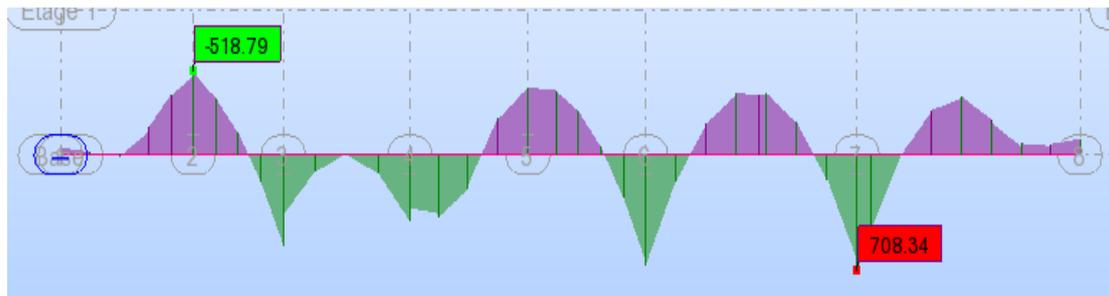


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant(x-x).

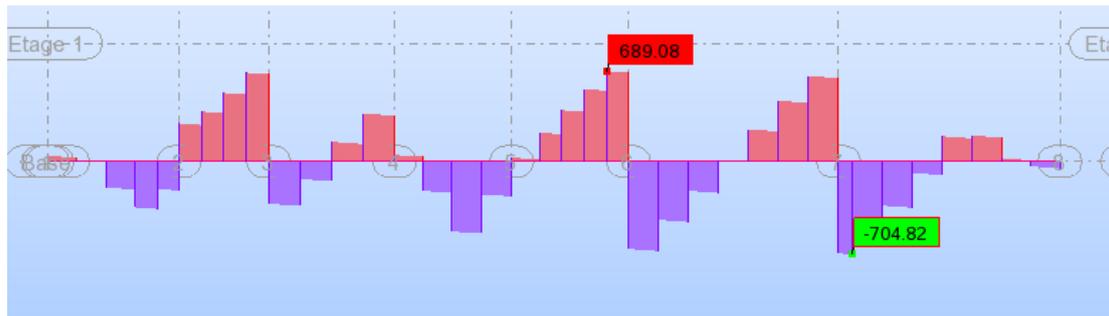


Figure VII.16 : Diagramme des efforts tranchant (x-x).

Sens (y-y) :

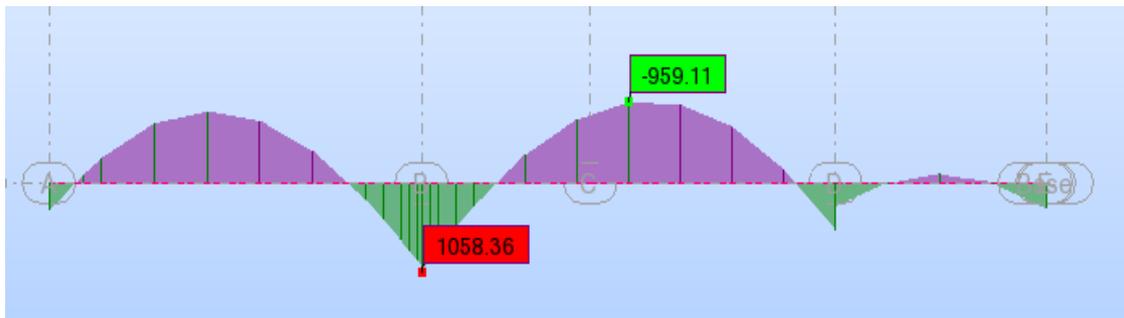


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant (y-y).

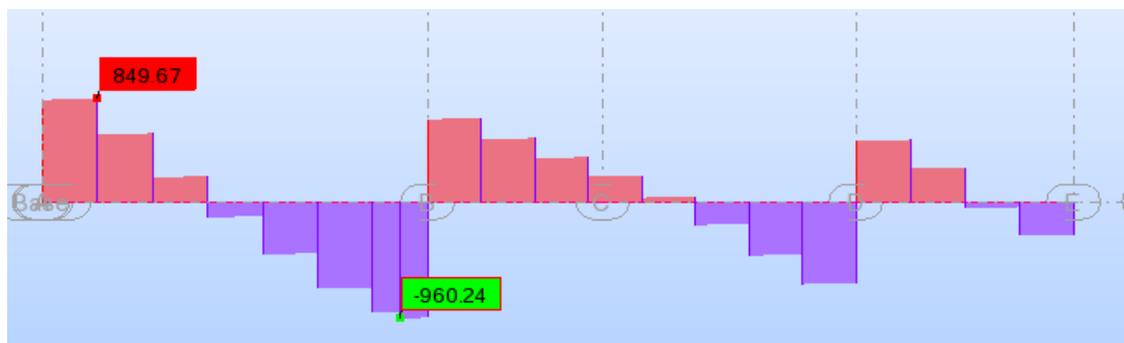


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchant (y-y).

VII.11. Calcul du ferrailage :

a) L'enrobage :

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} = 2 + \frac{10}{2} = 7 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 7 \text{ cm} \rightarrow d = h - c = 100 - 7 = 93 \text{ cm}; b = 55 \text{ cm}$

b) Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 15 \text{ MPa}; \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

✓ A l'ELU :

• Sens (x-x) :

	M (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	720,71	0,106	0,392	0,140	0,944	23,59
Appuis	988,31	0,146	0,392	0,198	0,921	33,15

Tableau .VII.10 : Ferrailage de nervure sens (x-x) à l'ELU.

• Sens (y-y) :

	M (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	1334,57	0,197	0,392	0,276	0,889	46,38
Appuis	1482,46	0,219	0,392	0,313	0,875	52,35

Tableau.VII.11: Ferrailage de nervure sens (y-y) à l'ELU.

✓ Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 6,64 \text{ cm}^2$$

✓ Le pourcentage minimal d'armature : BAEL91 (Article B.6.4)

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 55 \times 1000 = 5,5 \text{ cm}^2$$

✓ Section minimale de RPA 2003:

$$A_{RPA} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 55 \times 100 = 27,5 \text{ cm}^2$$

Sens (x-x) :

	A_u (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A_{adopt} (cm ²)
Travée	23,59	5,5	6,64	27,5	23,59	5HA20+5HA16	25,76
Appuis	33,15	5,5	6,64	27,5	33,15	5HA25+5HA16	34,59

Tableau VII.14 : Tableau récapitulatif des résultats sens (x-x).

Sens (y-y) :

	A_u (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A_{adopt} (cm ²)
Travée	46,38	5,5	6,64	27,5	46,38	10HA25	49,09
Appuis	52,35	5,5	6,64	27,5	52,35	10HA25+2HA16	53,11

Tableau VII.15 : Tableau récapitulatif des résultats sens (y-y).

VII.10.5. État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{100}{6} = 0,1667 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{100}{5,8} = 0,1724 > \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Sens (X-X): $0,0042 \leq 0,0105$ Condition Vérifiée.

Sens (Y-Y): $0,0084 \leq 0,0105$ Condition Vérifiée.

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

VII.10.6. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (Article A.5.1)

$$v_u^{max} = 1182,03 \text{ KN}$$

$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u^{max} = \frac{1182030}{550 \times 930} = 2,31 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Selon BAEL le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire, et ils font disposer des cadres des armatures minimales :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{28,57; 55; 10\}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

✓ **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

◆ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12. \phi \right\} \Rightarrow S_t \leq \min \{25 ; 16,4\}$$

$$S_t \leq 16 \text{ cm}$$

◆ **En zone courante :**

$$S' \leq h / 2 = 100 / 2$$

$$S' \leq 50 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm En zone courante}$$

✓ **Armatures transversales minimales RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2.$

Schémas ferrailage de radier :

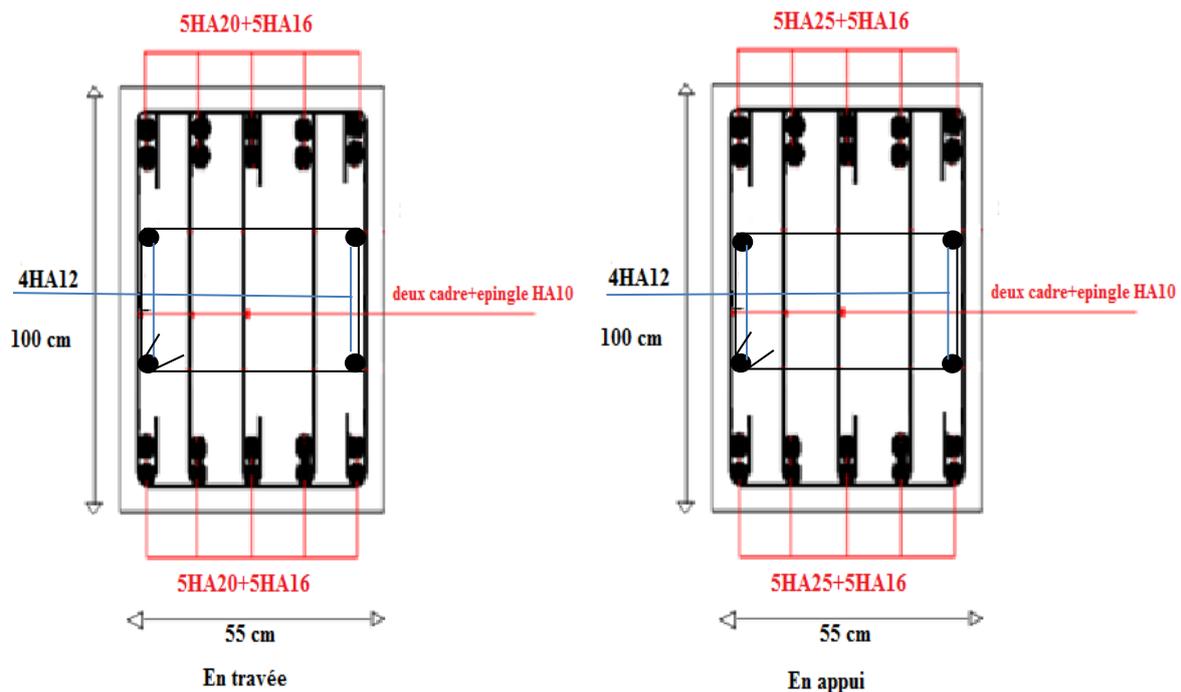


Figure.VII.19 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

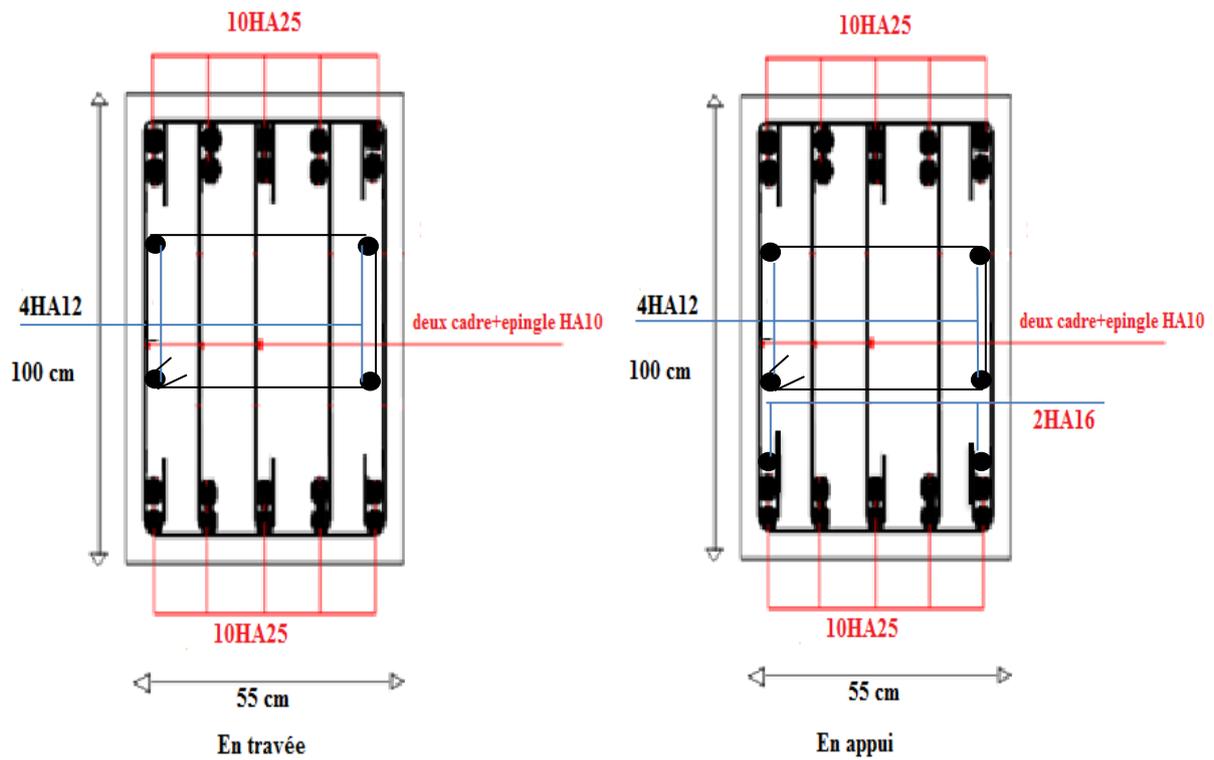


Figure.VII.20: Ferrailage des nervures (sens y-y).

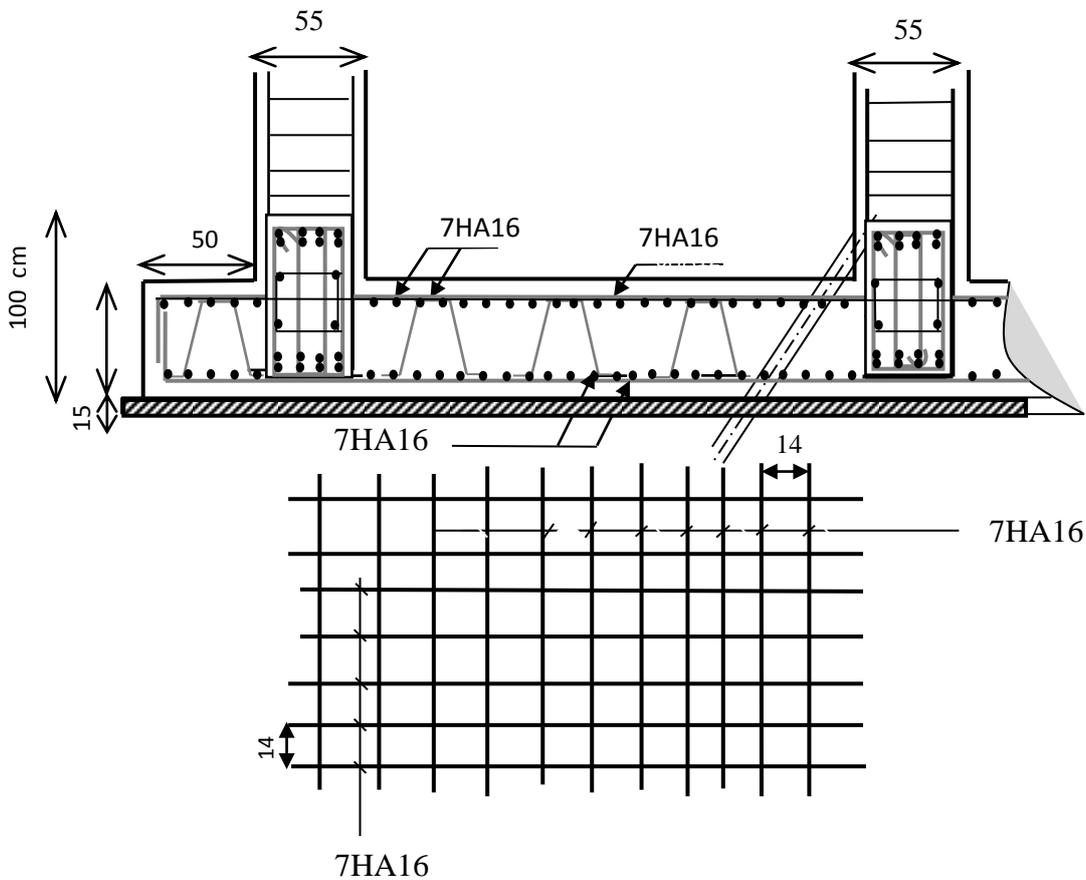


Figure.VII.21 : Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures(x-x).(y-y)

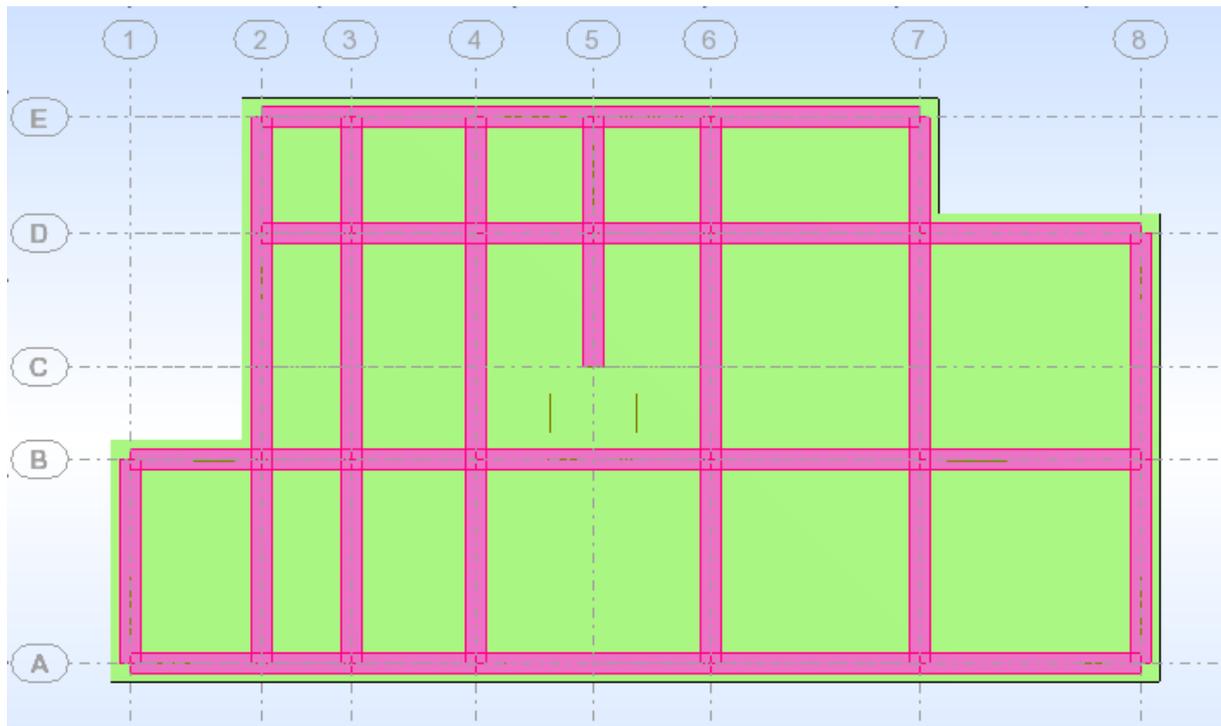


Figure.VII.22 : La Dalle du Radier avec des nervures (x-x).(y-y)

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Cette expérience nous a aidée à mieux approfondir dans notre domaine ,connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu de notre ouvrage qui est une zone de faible sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement par voiles porteurs en béton armé pour la reprise des charges horizontales dues au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique, la chose qui est difficile à réaliser notamment dans le cas de notre ouvrage.

L'utilisation du logiciel de calcul et d'analyses des structures « ROBOT » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier nervuré connu par sa combinaison entre l'aspect technique et économique qui est notre but recherché.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Bibliographie

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

Règlements utilises

- ❖ **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- ❖ **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- ❖ **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire.
- ❖ **RNV99** : Règlement Neige et Vent 99.

Logiciels

- ❖ **ROBOT 2009**..... Modélisation.
- ❖ **AUTO CAD 2010**..... Dessin.
- ❖ **Word 2010**..... Traitement du texte.
- ❖ **Excel 2010**..... Dessin de la courbe.