



MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme du Master en Génie Civil

Option: Matériaux en génie civil

THÈME

ETUDE STATIQUE ET DYNAMIQUE D'UN BATIMENT R+6 EN BETON ARME

Dirigé par :

- M^{me}.R.Hachem
- Mr. Farik Ali
- Mr.Masmoudi Fawzi

Encadrée
Examineur
Examineur

Présenté par :

- ◆ Boukhezna Abdel Djaouad
- ◆ Chekima Bilal
- ◆ Habi Salah

Année Universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier الله de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail et nous le parions toujours qu'il soit à nos côtés.

Ce Modest projet n'aurait pu être réalisée sans l'action de plusieurs intervenants que nous tenons à remercier infiniment en particulier :

❖ **Mme R.Hachem** :(notre encadrée)

Nous ne trouvons pas de mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos sincères remerciements à notre superviseur pour les conseils que vous nous avez donnés , pour la confiance que vous nous avez accordée et la patience dont vous avez fait preuve . Il s'agissait d'une contribution précieuse à l'achèvement de ce projet .

❖ Chers correcteurs, que la paix, la miséricorde et les bénédictions de Dieu Tout-Puissant soient sur vous. Du fond du cœur, nous adressons un mot de remerciement avec gratitude et appréciation à vous, les bienfaiteurs, qui êtes sérieux et vos grandes âmes débordaient de bonté et de générosité. Enfin, nous ne pouvons que prier Dieu Tout-Puissant de vous accorder le remboursement de ce qui est bon et bon pour le pays et de faire de vos actes la balance de vos bonnes actions Que Dieu vous aide.

❖ **Mr. Ballaka Anwar** :(Ingénieur GC)

Les mots ne peuvent exprimer mes remerciements et ma gratitude au frère, ami et ingénieur civil qui mérite ce certificat pour son soutien et ses précieux conseils qui nous ont aidés à mener à bien ce projet. Alors merci beaucoup pour lui, que Dieu accepte son travail, le protège, le bénisse et augmente ses connaissances.

En plus du Bureau d'Etudes d'Ingénieur (G. Youssef) pour son soutien et ses précieux conseils qui nous ont permis de mener à bien ce projet. Alors merci beaucoup à lui, que Dieu accepte son travail, le protège, le bénisse, et augmente ses connaissances en lui

Nous remercions également les honorables professeurs qui nous ont aidés avec beaucoup ou un peu pour accomplir ce projet, à savoir : (Mr.Bedadi Laid ;Mr.KAAB MOHAMED ZOHAIR ; Mr. Farik Ali ; Mr.Aouadj Abdelfatah)

On remercie tous les enseignants du département GENIE CIVIL D'Université d'El-Oued pour leurs rôles importants dans notre formation.

Nous devons un grand merci à tous nos amies pour leur soutien moral et tous ceux qui nous chers.

Dédicaces

Après ces années d'étude et de persévérance sérieuse, il n'y a rien de mieux que de dédier cet humble travail à ceux que l'on aime et de les remercier pour leur exprimer notre gratitude.

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime :

- Mon père et ma mère qui ont toujours encouragé et sacrifient pour moi jusqu'à la fin de ma formation.
- Toute ma famille
- Mes amies.
- A toute la promotion 2021.
- Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.
- A mon encadrée Mme : R . Hachem

Merci à tous.

A.Djaouad & Bilal & Salah

Sommaire

Titre	Page
RESUME	1
INTRODUCTION GENERALE	2
PRESENTATION DU PROJET	3
Chapitre I:Présentation du projet et caractéristique des matériaux	4
I- 1 DESCRIRTION DE L'OUVRAGE	5
I- 2 CARACTERISTIQUE DE LA STRUCTURE	5
I- 3 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	5
I- 3- 1 Introduction	5
I- 3-2 Le béton	6
I- 3-3 L'acier	9
Chapitre II : Pré dimensionnement & Evaluation et descente des charges	10
II- 1- Définition	11
II- 2. Pre-dimensionnement des poteaux	11
II- 3 Pre-dimensionnement des poutres	14
II- 3 .1 Les Poutres principales	15
II- 3.2 Les Poutres secondaires	15
II- 4 Pre-dimensionnement des planchers	16
II- 5 Pre-dimensionnement des escaliers	22
II- 6 Pre-dimensionnement les voiles	26
II- 7 La descente des charges	27
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	34
III-Etude de l'acrotère	35
III- 1.1 Définition	35
III- 1.2 Evaluation des charges	35
III- 1.3 Calcul des sollicitations	36
III- 1.4 Calcul de l'excentricité	36
III- 1.5 Calcul de ferrailage	36
III- 1.6 Condition de non fragilité	38
III- 1.7 Armatures de répartition	38
III- 1.8 vérification à L'ELS	38
III- 1.9 Vérification de l'effort tranchant	39
III- 1.10 Vérification au séisme	40
III-2 Etude d'escalier	41
III- 2.1 Définition	41
III- 2.2 principe de calcule	41
III- 2.3 Calcul des armatures	46
III- 2.4 Condition de non fragilité	48

III- 2.5 Vérification de l'effort tranchant	48
III- 2.6 Vérification à l'ELS	48
III- 2.7 Vérification de la flèche	49
III-3 Etude de la poutre palière	50
III- 3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière	50
III- 3.2 Evaluation des charges	51
III- 3.3 Calcul sollicitation de la poutre palière	52
III- 3.4 Calcul du ferrailage	52
III- 3.4 Vérification à l'ELU	52
III- 3.5 Vérification de l'effort tranchant	53
III- 3.6 Diamètre des armatures transversales	53
III- 3.7 Espacement des cours de cadres	53
III- 3.8 Vérification à l'ELS	54
III- 3.9 Vérification de la flèche	54
III- 3.10 Calcul de la poutre palière à la torsion	54
III- 3.11 Calcul de la contrainte de cisaillement	55
III- 3.12 Calcul des armatures équilibrées à la torsion	55
III-4 Etude des dalles pleines (balcon)	56
III- 4.1 Définition	56
III- 4.2 Charges et surcharges	56
III- 4.3 Calcul des sollicitations	56
III- 4.4 Calcul le moment	56
III- 4.5 Ferrailage à l'ELU	57
III- 4.6 Vérification à l'ELS	58
III- 4.7 Vérification de l'effort tranchant	59
III- 4.8 Vérification de la flèche	59
III-5 Etude des planchers	61
III- 5.1 Définition	61
III- 5.2 Etude des poutrelles	61
III- 5.3 Le Méthode de Calcul	61
III- 5.4 Calcul des poutrelles	64
III- 5.5 Calcul des charges et surcharges qui supporté par les poutrelles	65
III- 5.6 Calcul des sollicitations	66
III- 5.7 Calcul du ferrailage	75
Chapitre IV : Etude dynamique	84
IV- 1 Introduction	85
IV- 2 Objectif de l'étude dynamique	85
IV- 3 Modélisation de la structure étudiée	85
IV- 4 Combinaison d'action	86
IV- 5 Choix de la méthode de calcul	86
IV- 5.1 Méthode dynamique modale spectrale	86

IV- 5.2 Modélisation	87
IV- 5.3 Spectre de réponse de calcul	87
IV- 6 Calcul de la force sismique totale	89
IV- 7 Centre de masse et Centre de torsion	95
IV- 8 Vérification des déplacements	96
IV- 9 Conclusion	97
Chapitre V : Calcul des elements principaux	98
V-1 Etude des poteaux	99
V- 1.1 Introduction	99
V- 1.2 Etude de ferrailage des poutres	99
V- 1.3 Combinaison de ferrailage de poutre	99
V- 1.4 L'étude des poutres principales	100
V- 1.5 Ferrailage de la poutre principale	101
V- 1.5.1 Ferrailage longitudinal	101
V- 1.5.2 Condition de non fragilité	103
V- 1.5.3 Condition du RPA 99/version 2003	103
V- 1.5.4 Vérification à ELS	104
V- 1.5.5 Vérification au cisaillement	105
V- 1.5.6 Calcul des armatures transversales	105
V- 1.5.7 Vérification de la flèche	106
V- 1.6 L'étude des poutres secondaire	107
V- 1.7 Ferrailage de la poutre secondaire	107
V- 1.7.1. Ferrailage longitudinal	107
V- 1.7.2 Condition de non fragilité	108
V- 1.7.3 Condition du RPA 99/version 2003	108
V- 1.7.4 Vérification à ELS	109
V- 1.7.5 Vérification au cisaillement	110
V- 1.7.6 Calcul des armatures transversales	110
V- 1.7.7 Vérification de la flèche	111
V- 1.8 Schéma de ferrailage des poutres	112
V- 2 Etude des poteaux	113
V-2.1 Introduction	113
V-2.2 Recommandation du RPA99 VERSION 2003 [Article 7.4.2.1]	113
V-2.3 L'étude des poteaux	116
V-2.4 Ferrailage des poteaux (calcul manuel)	117
V-2.4.1 Ferrailage longitudinal	118
V-2.4.2 Condition de non fragilité	119
V-2.5 Les sollicitations dans les poteaux	119
V-2.6 Ferrailage des poteaux (calcul logiciel)	119
V-2.6.1 Armatures longitudinales	119
V-2.7 Vérification au flambement (effort normal ultime)	120

V-2.8	Vérification de l'effort tranchant	121
V-2.9	Schéma de ferrailage de poteaux	122
V- 3	Etude des voiles	122
V- 3.1	Introduction	122
V- 3.2	Etude de la section soumise à la flexion composée	123
V- 3.3	Combinaison	125
V- 3.4	Pré dimensionnement des voiles	125
V- 3.5	Ferrailage de voile	127
V- 3.5.1	Calcul des armatures verticales	127
V- 3.5.2	Vérification au cisaillement	130
V- 3.5.3	Calcul de ferrailage horizontal	130
V- 3.6	Schéma de ferrailage de voile	131
Chapitre VI :	Etude de l'infrastructure	132
VI-1	Etude des fondations	133
VI- 1.1	Introduction	133
VI- 1.2	Choix de types de fondation	133
VI- 1.3	Différents types de fondations	134
VI- 1.4	Calcul des surfaces nécessaires des fondations	135
VI- 1.5	Semelle isolée	136
VI- 1.6	Semelle filantes	136
VI- 1.6.1	Hypothèse de calcul	136
VI- 1.6.2	Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS	138
VI- 1.6.3	Calcul du ferrailage	140
VI- 1.6.4	Ferrailage du poutre libage	142
VI- 1.6.5	Schéma du ferrailage	142
VI-2	Etude des longrines	142
VI- 2.1	Définition	142
VI- 2.2	Rôle	142
VI- 2.3	Dimensionnement de la longrine	143
VI- 2.4	Calcul du ferrailage longitudinal	143
VI- 2.5	Condition de non fragilité	143
VI- 2.6	Calcul du ferrailage transversal	143
VI- 2.7	Espacement des cadres	144
VI- 2.8	Schéma de ferrailage	144
VI-3	Etude du voile périphérique	144
VI- 3.1	Définition	144
VI- 3.2	Dimensionnement des voiles	144
VI- 3.3	Caractéristiques du sol	145
VI- 3.4	Evaluation des charges et surcharges	145
VI- 3.5	Ferrailage du voile	147
VI- 3.6	Schéma de ferrailage	147
CONCLUSION GENERALE		148

Liste des figures	Page
Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux	
Figure.I.1 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELU	8
Figure.I.2 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELS	8
Figure.I.3 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU	10
Chapitre II : Pré dimensionnement & Evaluation et descente des charges	
Figure.II.1 : section de poteau	13
Figure.II.2 : section de poutre	14
Figure.II.3 : Plancher à corps creux	16
Figure.II.4 : Poutrelles	17
Figure.II.5 : plancher terrasse inaccessible	19
Figure.II.6 : plancher terrasse accessible	20
Figure.II.7 : plancher dalle pleine	21
Figure.II.8: Elements d'escalier	22
Figure.II.9 : coupe de voile	27
Figure.II.10 : section du poteau centrale le plus sollicité	28
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Figure.III.1 : Dimension de l'acrotère	35
Figure.III.2 : Section à ferrailer	36
Figure.III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	39
Figure.III.4 : Schéma statique d'escalier 1 ^{er} partie .	41
Figure.III. 5 : Schéma statique avec chargement.	42
Figure.III. 6: Diagramme de moment à l'ELU.	43
Figure.III. 7: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	43
Figure.III. 8: Diagramme de moment à l'ELS	43
Figure.III. 9: schéma statique d'escalier 2 ^{eme} partie	44

Figure.III.10: Schéma statique avec chargement.	45
Figure.III.11 : Diagramme de moment à l'ELU.	45
Figure.III.12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	46
Figure.III.13: Diagramme de moment à l'ELS	46
Figure.III.14: Section a ferrailé.	46
Figure.III.15: Schéma du ferrailage de la volée 1 de l'escalier.	49
Figure.III.16: Schéma du ferrailage de la volée 2 de l'escalier.	49
Figure.III.17: Schéma statique de la poutre palière	50
Figure.III.18 : Schéma ferrailage de poutre palière	55
Figure.III.19 : Schéma statique de balcon.	56
Figure.III.20 : Section de la dalle pleine a ferrailé.	57
Figure.III.21 : Coupe de balcon.	60
Figure.III.22 : Schéma de ferrailage de balcon.	60
Figure.III.23 : Dimension de poutrelles	61
Figure.III.24 : Schéma de l'effort tranchant	63
Figure.III.25 : Schéma de la disposition des poutrelles	64
Figure.III.26 : Schéma du 1er type de poutrelle	65
Figure.III.27 : Schéma du 2eme type de poutrelle	65
Figure.III.28 : Schéma du 3eme type de poutrelle	65
Figure.III.29 : Schéma du 4eme type de poutrelle	65
Figure.III.30 : Schéma du 1er type de poutrelle	66
Figure.III.31 : Schéma du 2eme type de poutrelle	71
Figure.III.32 : Schéma du 3eme type de poutrelle	74
Figure.III.33 : Schéma du 4eme type de poutrelle	74

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure.IV.1 : Forme du spectre de réponse élastique normalisé	89
Figure.IV.2 : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).	92
Figure.IV.3: 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).	93
Figure.IV.4 : 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).	93

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Figure.V.1 : Ferrailage de la poutre principale (30x40).	112
Figure.V.2 : Ferrailage de la poutre secondaire (30x35).	112
Figure.V.3 : Ferrailage de poteau (30x35).	122
Figure.V.4 : Voile soumis à la flexion composée	123
Figure.V.5: Section partiellement comprimée	123
Figure.V.6 : Section entièrement tendue	124
Figure.V.7 : Section entièrement comprimée	124
Figure.V.8 : disposition des armatures verticales dans les voiles.	126
Figure.V.9 : Schéma statique des contraintes.	128
Figure.V.10 : Schéma statique des contraintes.	129
Figure.V.11 : Ferrailage de voile 20cm.	131

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure.VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	135
Figure.VI.2 : Schéma de la semelle filante.	136
Figure. VI.3 : Disposition de crochets pour semelle.	140
Figure. VI.4 : Moment sur appuis et travée	140

Figure. VI.5 : Moment sur appuis et travée	140
Figure. VI.6 : Moment sur appuis et travée	140
Figure. VI. 7 : Ferrailage de semelle filante.	142
Figure. VI.8 : Ferrailage de poutre libage (rigide).	142
Figure. VI. 9 : Ferrailage de longrine	144
Figure. VI.10 : la pousse de la terre sur le voile peripherique.	145
Figure. IV. 11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	147

Sommaire

Page

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

Tableau I.1 : Propriétés mécaniques du béton.	7
Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier.	9

Chapitre II : Pré dimensionnement & Evaluation et descente des charges

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	19
Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible	20
Tableau II.3 : Evaluation des charges d'un balcon (dalle pleine).	21
Tableau II.4 : Evaluation des charges d'un mur extérieur	22
Tableau II.5 : Evaluation des charges de palier de repos.	24
Tableau II.6 : Evaluation des charges de paillasse de volée (I).	25
Tableau II.7 : Evaluation des charges de paillasse de volée (II).	26
Tableau II.8 : Dimensions des voiles.	27
Tableau II.9 : Descente charges sur poteau centrale.	30
Tableau II.10 : Loi de dégression des charges.	31

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1 : Résumé le résultat de calcul ferrailage	47
Tableau.III.2 : Résumé le résultat de calcul ferrailage transversal.	47
Tableau.III.3 : vérification des contraintes à l'ELS	49
Tableau.III.4: Résumé le résultat de calcul ferrailage	52
Tableau.III.5 : vérification des contraintes à l'ELS	54
Tableau.III.6 :Résultats de calcul ferrailage.	58
Tableau.III.7 : charges & surcharges et sollicitations sur les poutrelles.	66

Tableau.III.8 : Résultats des sollicitations de 1er type de poutrelle	71
Tableau.III.9 : Résultats des sollicitations de 2eme type de poutrelle.	73
Tableau.III.10 : Résultats des sollicitations de 3eme type de poutrelle.	74
Tableau.III.11 : Résultats des sollicitations de 4eme type de poutrelle.	75

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau. IV.1 : Résultats des paramètres de la méthode	89
Tableau.IV.2 : la période utilisé pour le calcul de D.	90
Tableau.IV.3 : Période et facteurs de participation modale de la structure (Résultats Robot2014)	92
Tableau.IV.4 : paramètre de méthode statique équivalente.	94
Tableau.IV.5: Vérification de la résultante sismique.	95
Tableau IV.6 Centre de masse de chaque niveau.	96
Tableau IV.7 Centre de torsion de chaque niveau.	96
Tableau.IV.8 Déplacements correspond à la combinaison des charges (G+Q+VX).	97

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Tableau.V.1 : Caractéristique des matériaux	101
Tableau.V.2: Combinaison de calcul de la poutre principale	101
Tableau.V.3 : les armatures adoptées.	103
Tableau.V.4 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en travée	105
Tableau.V.5 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis	105
Tableau.V.6 : Combinaison de calcul de la poutre secondaire	107
Tableau.V.7 : les armatures adoptées	108
Tableau.V.8 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en travée	110
Tableau.V.9 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis	110

Tableau.V.10 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	114
Tableau.V.11 : la flexion composée	116
Tableau.V.12 : Sollicitations dans les poteaux suivant la combinaison plus sollicitée	116
Tableau .V.13 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	117
Tableau.V.14: ferrailage des armatures longitudinales.	118
Tableau.V.15 : Sollicitation et combinaisons les plus défavorables.	118
Tableau.V.16 : les sections calculé par EXPERT.	119
Tableau.V.17 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	119
Tableau.V.18 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux	119
Tableau.V.19 : Les armatures transversales dans les poteaux	120
Tableau.V.20 : Vérification de l'effort normale ultime	121
Tableau.V.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	121
Tableau.V.22 : Pré dimensionnement des voiles.	125

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau.VI.1 : Résumé des sollicitations pour poutre libage	140
Tableau.VI.2 : choix de ferrailage pour poutre libage	141
Tableau.VI.3 : résultats d'effort tranchant.	141
Tableau.VI.4 : espacement des armatures transversales.	141
Tableau.VI.5 : Choix des armatures transversales	141
Tableau.VI.6 : section des armatures du voile périphérique.	147

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de Frottement.

As : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.

C : Cohésion.

η : facteur de correction d'amortissement.

ξ : amortissement critique.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation ; facteur de qualité

Ffr : Force de frottement.

R : Force résultante ; Réaction ; coefficient de comportement.

gs : Coefficient de sécurité dans l'acier. **gb** : Coefficient de sécurité dans le béton. **ss** : Contrainte de traction de l'acier.

sbc : Contrainte de compression du béton.

ss : Contrainte de traction admissible de l'acier.

sbc : Contrainte de compression admissible du béton.

Tu : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

b : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

ρ : Masse volumique.

ν : Coefficient de poisson de béton.

sm : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

x : Déformation relative.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

Nser: Effort normal pondéré aux états limites de service.

Nu : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Tu : Effort tranchant ultime. **T** : Effort tranchant, Période. **St** : Espacement.

l : Elancement.

e: Epaisseur ; excentricité

Nq,Ng,Nc :Facteur de portance.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

Lf: Longueur de flambement.

Ip: Indice de plasticité.

Ic: Indice de consistance.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Mu : Moment à l'état limite ultime. **Mser**:Moment à l'état limite de service. **Mt** : Moment en travée.

Ma : Moment sur appuis.

MO : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

fi : Flèche due aux charges instantanées.

fv: Flèche due aux charges de longue durée.

Ifi: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

Ifv: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

Eij: Module d'élasticité instantané.

Evj: Module d'élasticité différé.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

i : Rayon moyen.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge. f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge. K_z : Coefficient de raideur de sol.

d : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée plus 6 étages à usage habitation. Sa structure est implantée à la wilaya de Constantine. Cette région est classée en zone IIa Selon le règlement parasismique Algérien. Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot 2014 .
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel Autodesk Robot est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Les mots clés :

Bâtiment - Beton Arme - Etude Dynamique - Calcul de Structure

الملخص

- يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى 6 طوابق للاستخدام السكني . يقع هيكلها في ولاية قسنطينة . هذه المنطقة مصنفة في المنطقة IIa حسب لائحة الزلازل الجزائرية . تتكون هذه الرسالة من ستة فصول:
- يتألف الفصل الأول من عرض كامل للمبنى وتعريف العناصر المختلفة واختيار المواد التي سيتم استخدامها .
 - يعرض الفصل الثاني الأبعاد المسبقة للعناصر الإنشائية (مثل الأعمدة والعوارض والجدران).
 - يعرض الفصل الثالث حساب العناصر الثانوية (الأكروتير والسلالم والأرضيات).
 - الفصل الرابع سيركز على الدراسة الديناميكية للمبنى ، وتحديد الحركة الزلزالية والخصائص الديناميكية المحددة للهيكل أثناء اهتزازاته. سيتم إجراء دراسة المبنى من خلال تحليل نموذج الهيكل ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج الحساب Autodesk Robot 2014.
 - تم عرض حساب تقوية العناصر الهيكلية ، بناءً على نتائج برنامج Autodesk Robot في الفصل الخامس.
 - يعرض الفصل الأخير دراسة الأسس متبوعة باستنتاج عام.

الكلمات المفتاحية :

البناء - الخرسانة المسلحة - الدراسة الديناميكية - الحساب الإنشائي

Introduction Generale

Les dommages dans les structures sont généralement causes par une mauvaise conception à un mauvais comportement. A l'effet, des études bases sur des modèles physique et mathématique sont menés pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour les quelles un minimum de sécurité est assuré.

A nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu du manier à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis a vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis a vis de sa durabilité, son aspect architecturale ou encore le confort de ses usagers.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

A cet effet, dans notre projet d'étude d'un bâtiment en (R +6) en beton arme usage habitation , en plus des calculs statiques faisant l'objet des trois premiers chapitres, la recherche d'un bon comportement dynamique par différentes disposition des voiles constitue l'étape cruciale de l'étude dynamique qui sera exposée au chapitre quatre (IV), Après ce chapitre, nous traiterons du calcul des éléments principaux (poutres, poteaux , voiles) au chapitre cinquième (V), suivi du dernier axe, qui est l'étude des fondations.

PRESENTATION DU PROJET

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense .

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort .
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet , nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation basée à Constantine (zone sismique IIa) . Le bâtiment est constitué d'un rez-de-chaussée et de 6 étages .



CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I- 1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment R+6 à usage d'habitation constitué de avec 2 logements par étages de type F2 et F3 .

Sa structure est en implantée la wilaya de Constantine . Cette région est classée en zone IIa Selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003) .

I- 2 CARACTERISTIQUE DE LA STRUCTURE :

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

➤ Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC ----- 3.06m
- Hauteur étage courant ----- 3.06m
- Hauteur totale y compris l'acrotère ----- 22.12 m

➤ Dimension en plan:

- Longueur en plan----- 17.80m
- Largeur en plan ----- 10.40m
- Longueur du balcon ----- 1.425 m

I- 3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

I- 3- 1 Introduction :

Les caractéristique des matériaux utilisés dans la construction du notre projet doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93** , le règlement du béton armé aux états limites **BAEL91 modifié 99** , et aussi le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003** .

I- 3-2 Le béton :

C'est un mélange de ciment, de granulats (sable+gravier), d'eau, suivant le respect de norme(dosage) son rôle fondamental est de reprendre les efforts de compression et leurs avantages :

- Economie.
- Souplesse des formes.
- Résistance aux agents atmosphérique.
- Résistance au feu.

La composition courante de 1 m³ de béton est :

- 350 Kg/m³ de ciment CPA,
- 400 L de sable $D_g \leq 5$ mm,
- 800 L de gravillon $5 \text{ mm} \leq D_g \leq 25$ mm,
- 175 L d'eau de gâchage.

Soit alors un poids volumique de : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

a. Propriétés mécaniques du béton :

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

Résistance à la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient de poisson
		instantané	différé	
$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.38 \times j} \times f_{c28}$ pour $f \leq 40$ MPA $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95 \times j} \times f_{c28}$ pour $f > 40$ MPA Pour $J < 28$ jours $f_{cj} = f_{c28}$ pour $j \geq 28$ Jours $f_{c28} = 25$ MPA	$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$ si : $f_{c28} \leq 60$ MPA $f_{t28} = 2.1$ MPA	$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$	$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$	déformation relative longitudinale $V = \frac{\Delta L}{L}$ déformation relative transversale $V = \frac{\Delta L}{d}$
		$E_{ij} = 32164,20$ MPA	$E_{vj} = 10818,86$ MPA	$\nu = 0,2$ ELS $\nu = 0$ ELU

Tableau I.1 : Propriétés mécaniques du béton.

b. Les contraintes limites de calcul :

L'état limite est défini :

- l'équilibre statique.
- La résistance des matériaux.
- La stabilité des formes.

b.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

La contrainte limite à l'ELU du béton est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général.

$\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons .

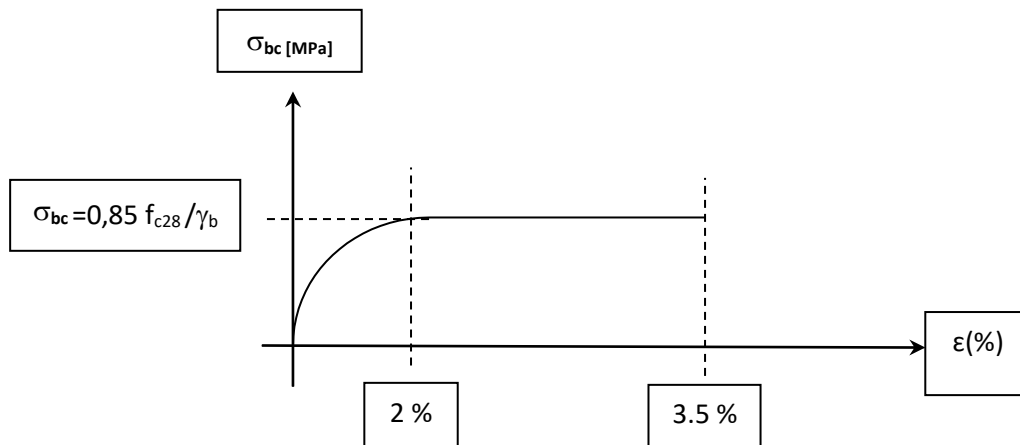


Figure.I.1 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELU.

b. 2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) :

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Dans notre cas : σ

$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$

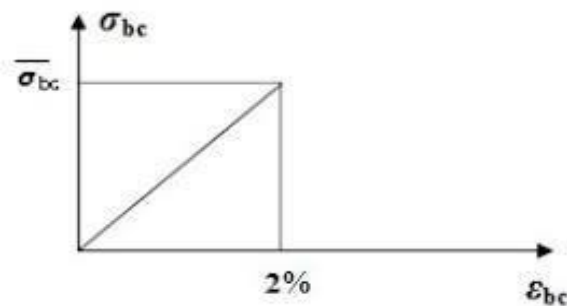


Figure.I.2 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELS.

I- 3-3 L'acier :

Pour régler le problème de béton qui est faible contre la traction, on a intégré dans les éléments du béton des armatures d'acier, leur rôle est de résister contre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

a. Propriétés mécaniques de l'acier :

Nature	utilisation	Nuance	Diamètre s(mm)	Limites élastiques enMPA	Module d'élasticité
R.L	Armatures transversales	FeE 215 FeE235	$\varnothing < 10$	FeE = 22 ($f_e = 215$ MPA) FeE = 24 ($f_e = 235$ MPA)	$E_s = 2 \times 10^6$ MPA
Barre HA	Armatures longitudinales	FeE400 FeE500	$\varnothing > 10$	$f_e = 400$ MPA $f_e = 500$ MPA	
Treillis soudés	Eléments plans	TLE 520	$\varnothing < 6$	$f_e = 520$ MPA	

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier.

b. Les contraintes limite de calcul :

b-1 Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

On a le diagramme suivant :

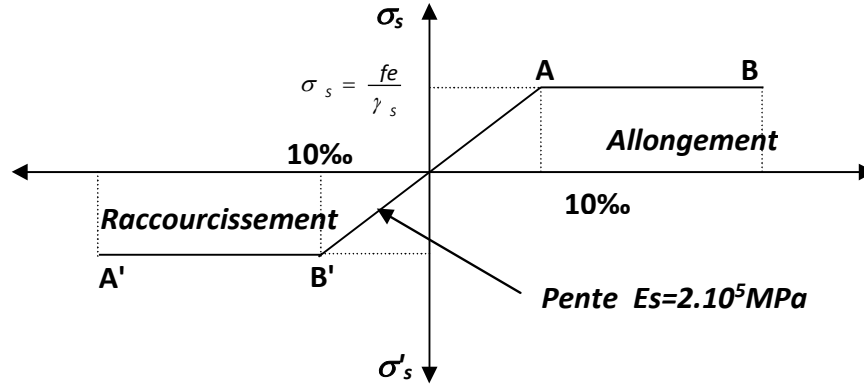


Figure.I.3 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU.

f_e : contrainte limite élastique.

ε_{es} : déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \varepsilon_{es} = \frac{\Delta l}{l}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_{sys}}$$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$\gamma_s = 1.15$ cas général.

$\gamma_s = 1$ cas accidentelles.

Pour les aciers FeE400 on a : $\varepsilon_{es} = \frac{400}{1.15 \times 2.1 \times 10^6} = 1.79\text{‰}$

b-2 Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) :

C'est l'état où on fait des vérifications à effectuer portent sur compression du béton et d'ouverture des fissures :

- Cas de fissuration peu préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = f_e$ pas de limitation.
- Cas de fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st} = \min(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta Ft_j})$
- Cas très préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st} = \min(\frac{1}{2} \times f_e, 90\sqrt{\eta Ft_j})$

Avec :

- f_e : limite élastique.
- η : coefficient de fissuration, égale 1 pour ronds lisse et 1,6 pour H.A (diamètres $\geq 6\text{mm}$).
- F_{ij} : la contrainte du béton à la traction à j jours.
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.



CHAPITRE II
PRE-DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II- 1- DEFINITION :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version2003, C BA 93, BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement .

II- 2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX:

➤ **Poteau rectangulaires :**

D'après les règles RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1) selon la zone sismique, nous avons:

- ✓ $\min (b_1, h_1) \geq 25cm .$
- ✓ $\min (b_1, h_1) \geq \frac{he}{20} .$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

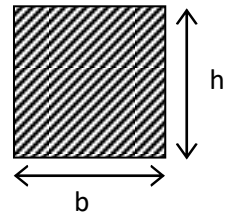


Figure.II.1 : section de poteau

on choisi $b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} .$

he: hauteur d'étage, $he = 3,06 \text{ m} .$

Alors:

- $30 > 25$ (C.V)
- $30 > \frac{306}{20} = 15.3cm$ (C.V)
- $0.25 < 0,85 < 4$ (C.V)

Selon les règles BAEL 91 (Art B.8.4.1) qui traite la condition de non flambement; on peut estimer le coffrage préliminaire du poteau par l'application de la méthode forfaitaire Si ($\lambda < 70$)

$$B_r = \frac{0.9\gamma_b}{f_{c28}} \left[\alpha N_u - \frac{A.f_e}{\gamma_s} \right]$$

- N_u : Charge centrée descendue à la base du poteau.
- A : section d'armatures contribuées.
- $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Elancement géométrique.
- he : hauteur d'étage.

- I_{\min} : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.
- B : Surface de la section transversale du poteau.
- $l_f = 0,7 h_e$ Longueur du flambement (BAEL Art-B.8.3.3.1)
- $i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$ Rayon de giration
- $l_f = 0,7 \times 2,66 = 1,86$ m.
- $I_{\min} = \frac{0,3 \times (0,35)^3}{12} = 1,07 \times 10^{-3} m^4$
- $B = 0,3 \times 0,35 = 0,105$ m.²
- $i = \sqrt{\frac{1,07 \times 10^{-3}}{0,105}} = 0,1$ m
- $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,86}{0,1} = 18,6$
- Tant que: $\lambda = 18,6 \leq 50 \leq 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,804$

II-3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

D'après les règles de BAEL 91, le coffrage d'une poutre compris entre les valeurs suivantes:

- $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- $0,3h \leq b \leq 0,5h$

h : hauteur de poutre

L_{\max} : portée de la poutre.

b : largeur de la poutre.

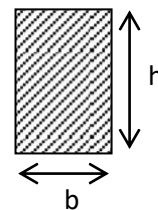


Figure.II.2 : section de poutre

Selon les règles de RPA 99/version 2003 (Art 7.5.1), il faut vérifier les conditions suivantes:

- ✓ $b \geq 20$ cm
- ✓ $h \geq 30$ cm
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$ cm
- ✓ $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

II- 3.1 Les Poutres principales :

Nous avons: L_{\max} : 4.85 m.

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \quad \Rightarrow 32.3 \leq h \leq 48.5 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{ Hauteur préférée : } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3.40 \leq b \leq 0,5.40 \quad \Rightarrow 12 \leq b \leq 20 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{ Largeur préférée : } b = 30 \text{ cm.}$$

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

Vérification:

$$b > 20 \text{ cm} \quad (\text{C.V}) \quad \dots\dots \text{ On va choisir : } b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{C.V}) \quad \dots\dots \text{ On va choisir : } h = 40 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \quad (\text{C.V})$$

Donc, on adopte pour les poutres principales un coffrage de **$h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$** .

II- 3.2 Les Poutres secondaires :

Nous avons : $L_{\max} = 370 \text{ cm}$.

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \quad \Rightarrow 24.66 \leq h \leq 37 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{ Hauteur préférée : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3.35 \leq b \leq 0,5.35 \quad \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 17.5 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{ Largeur préférée : } b = 30 \text{ cm.}$$

On remarque que la condition (1) de RPA 99, n'est pas vérifiée. En conséquence, on augmente la largeur à (**$b = 30 \text{ cm}$**)

En comparaison avec les règles (RPA 99), on préfère de choisir (**$h = 35 \text{ cm}$**)

Vérification

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \text{ cm} \quad \dots\dots (\text{C.V})$$

Par conséquent, on adopte pour les poutres secondaires un coffrage dont les dimensions sont:

$$\mathbf{h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}}$$

II- 4 PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

➤ Les planchers :

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

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

➤ Plancher à corps creux:

Ce types de planches se trouve au niveau de tous les étage, elle doit déterminée par l'épaisseur des poutrelles, pour le pré dimensionnement on va utiliser la hauteur des poutrelles qui donnée par la formule empiriques de BEAL91 (article 6.8.4.2.4) suivante:

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

D'après le plan donné en remarque que le sens principale de la structure et le sens (y-y) grand porté, donc $L = 450$ cm.

$$\text{Alors : } h_t \geq \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm}$$

Ont adopté la hauteur du plancher $h_t = 20$ cm (16+4) tel que 4 cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

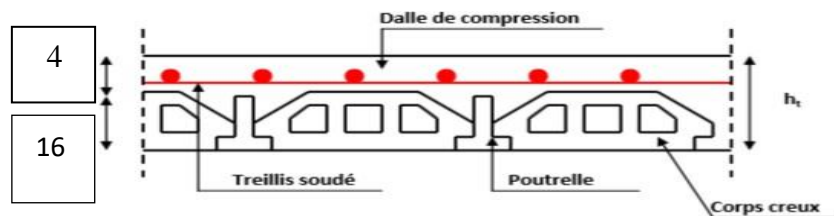


Figure.II.3 : Plancher à corps creux.

➤ Les poutrelles :

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

• Dimensionnement des poutrelles:

Détermination de la largeur de la table de compression:

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right)$$

Avec:

L : portée de la nervure.

L_0 : distance entre nus de nervure qui s'appelle hourdis est disponible en marché à 55 cm.

On a : $0,3h \leq b_0 \leq 0,5h$

Donc : $0,3 \times 20 = 6 \leq b_0 \leq 0,5 \times 20 = 10 \rightarrow b_0 = 10 \text{ cm.}$

$\rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min \left(\frac{55}{2} ; \frac{450}{10} \right) = \text{Min} (27,5 ; 45) = 27,5 \text{ cm.}$

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

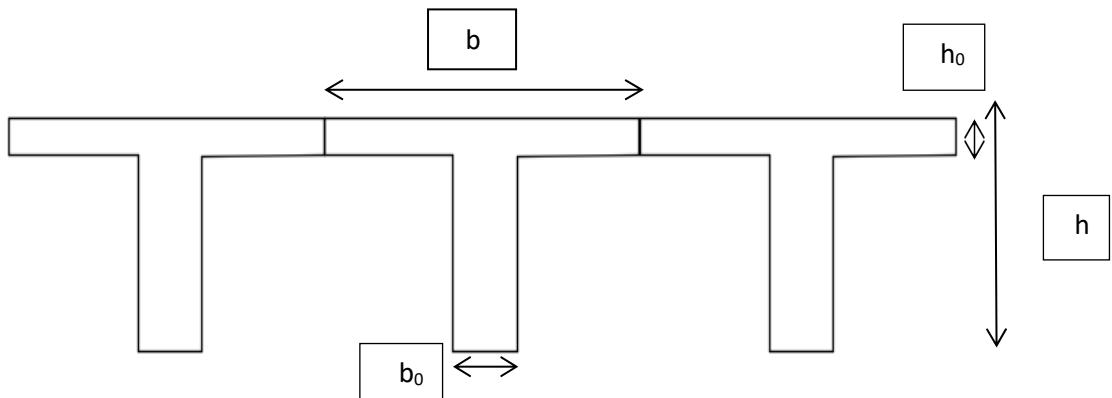


Figure.II.4 : Poutrelles.

➤ **Planches dalle pleine :**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place, elles reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé, l'épaisseur des dalles dépend les conditions d'utilisation que vérification de résistance.

a. Résistance au feu :

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$pour deux heures de coupe de feu.

$e \geq 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.

b. Isolation phonique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher e_p doit être au moins à 12 cm d'après RPA99/version 2003 donc on adopte : $e_p = 16 \text{ cm.}$

c. Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq Lx/ 20$

- Dalle reposant sur deux appuis (balcon) : $Lx / 35 \leq e \leq Lx / 30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 50 \leq e \leq Lx / 40$

Avec :

Lx : étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable) Dans notre projet il y a types de dalle pleine :

- Dalles sur 2 appuis (balcon) :

$$142.5/35 \leq e \leq 142.5/30 = 4,07 \leq e \leq 4.75$$

Donc on adopte : $e = 4 \text{ cm}$

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

On opte pour : 12 cm d'épaisseur pour tous les balcons.

➤ Evaluation des charges :

Ce calcul doit être faire pour chaque catégorie de charge : charge permanente G, charged'exploitation Q d'après DTR-BC 2.2.

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Gravillon de protection	1700	0,05	85
Etanchéité multicouche	600	0,02	12
Forme de pente	2200	0,1	220
Isolation thermique	400	0,04	16
Dalle en corps creux (16+4)			285
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
			G = 638 Kg/m²
			Q = 100 Kg/m²

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

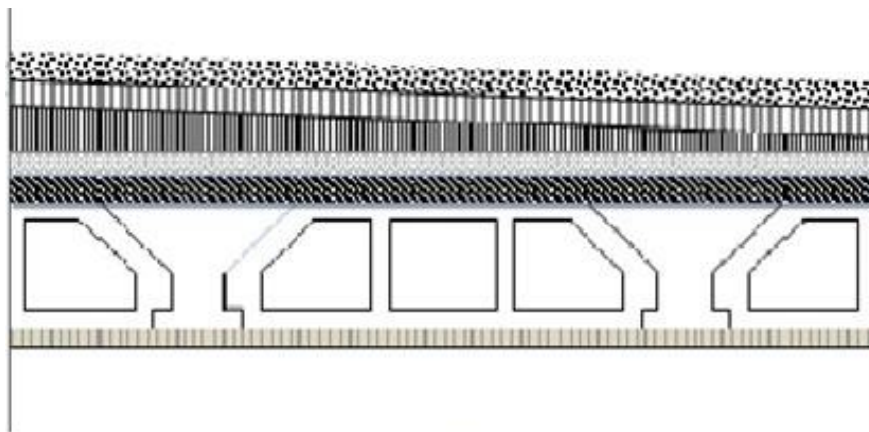
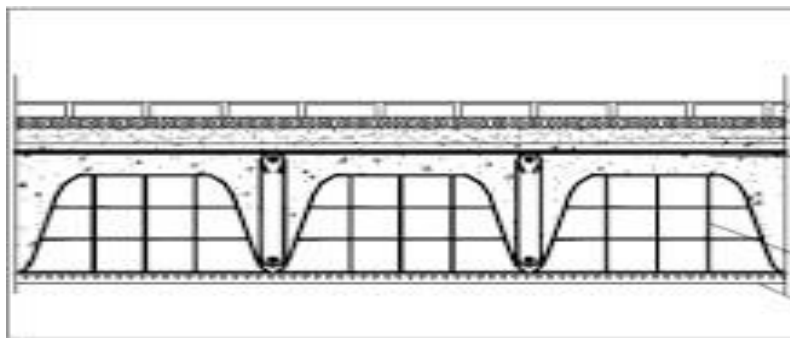


Figure.II.5 : plancher terrasse inaccessible.

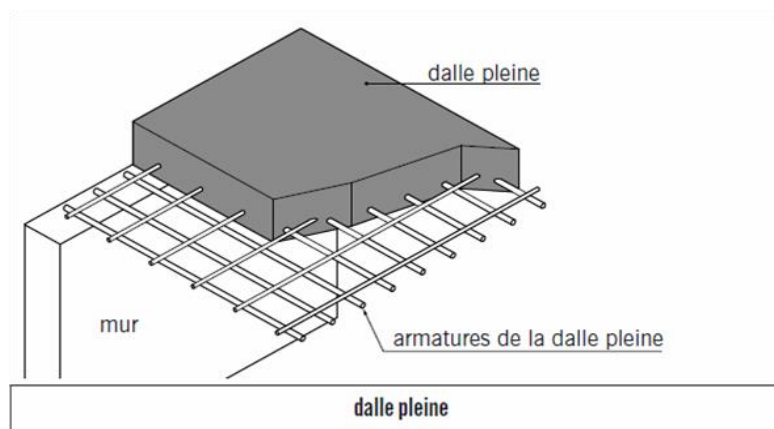
❖ Plancher étage courant : (RDC + 6 ETAGES) :

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,03	60
Lit de sable	1700	0,02	34
Dalle en corps creux (16+4)			285
Enduit en plâtre	1400	0,02	28
Cloisons internes	750	0,1	75
			G = 526 Kg/m²
			Q = 150 Kg/m²

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.**Figure.II.6** : plancher terrasse accessible.

❖ **Balcon (Plancher à dalle pleine) :**

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,03	60
Lit de sable	1700	0,02	34
Dalle pleine	2500	0,12	300
Enduit	1400	0,02	28
Cloisons internes	750	0,1	75
			G = 541 Kg/m²
			Q = 350 Kg/m²

Tableau II.3 : Evaluation des charges d'un balcon (dalle pleine).**Figure.II.7 :** plancher dalle pleine.

- ❖ Maçonnerie :
- ❖ Murs extérieure :

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Enduit extérieur	2000	0,02	40
Brique creuse	900	0,15	135
Brique creuse	900	0,10	90
Enduit intérieur	1400	0,02	28
			G = 293 Kg/m²

Tableau II.4 : Evaluation des charges d'un mur extérieur.

II-5 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS:

Un escalier est une succession de marches a pour but le déplacement à pied d'un niveau à un autre, et notre escalier d'après le plan est un types escalier a trois volées (2 volées de même dimensionne et un volée de autre dimension), servent à relier les planchers de tous les étages.

➤ Pré dimensionnement :

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche (g et h) on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivant :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Soit :

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée.

n' : nombre de contre marche.

n : nombre de marches.

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

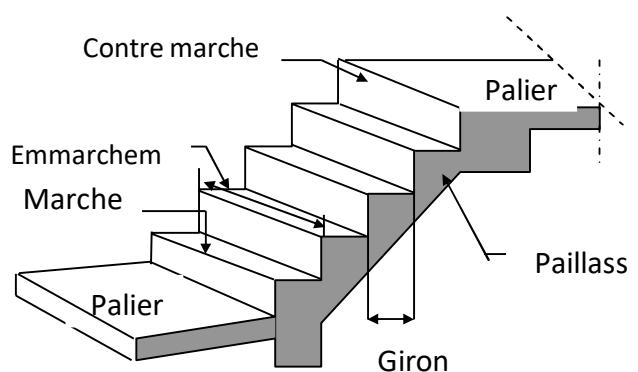


Figure.II.8 : Elements d'escalier.

Pour les contres marches : $13 \leq h \leq 18 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm} .$

Pour les marches : $24 \leq g \leq 32 \text{ cm} \rightarrow g = 30 \text{ cm} .$

Alors : $g + 2h = 64\text{cm} \rightarrow 30 + 2 \times 17 = 60 \dots\dots\dots \text{C.V} .$

• **Pour la volée (I) :**

- Nombre de marches :

$H = 153 \text{ cm} .$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marche}$$

Donc :

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

Épaisseur de la paille (e) :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20}$$

Avec :

$$L_1 = \sqrt{H^2 + L^2}$$

$$L_1 = \sqrt{153^2 + 240^2} = 284,62 \text{ cm}$$

$$\frac{284,62}{30} = 9,48 \text{ cm} \leq e \leq \frac{284,62}{20} = 14,23 \text{ cm}$$

On prend : $e = 14 \text{ cm} .$

Angle d'inclinaison de la volée :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240}$$

$$\alpha = 32,51^\circ$$

- **Pour volée (II) :**

$$H = 306 - 153 = 153 \text{ cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marche}$$

Donc :

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

Épaisseur de la paillasse (e) :

$$\frac{L_2}{30} \leq e \leq \frac{L_2}{20}$$

Avec :

$$L_2 = \sqrt{H^2 + L^2} = 284,62 \text{ cm}$$

$$\frac{284,62}{30} = 9,48 \text{ cm} \leq e \leq \frac{284,62}{20} = 14,23 \text{ cm}$$

On prend : e = 14 cm.

Angle d'inclinaison de la volée :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{306 - 153}{240}$$

$$\alpha = 32,51^\circ$$

Palier de repos :

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1700	0,02	34
Palier	2500	0,15	375
Enduit de ciment	1400	0,02	28
			G = 521Kg/m²
			Q = 250 Kg/m²

Tableau II.5 : Evaluation des charges de palier de repos.

♦ **Paillasse de volée (I) :**

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1700	0,02	34
Marche	2200	0,17	$2200 \times 0,17 / 2 = 187$
Paillasse	2500	0,14	$(2500 \times 0,14) / \cos 32,51 = 415,03$
Enduit	1400	0,02	28
Gardes corps	/	/	10
			G = 758,03 Kg/m²
			Q = 250 Kg/m²

Tableau II.6 : Evaluation des charges de paillasse de volée (I).

♦ **Paillasse de volée (II) :**

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1700	0,02	34
Marche	2200	0,17	$2200 \times 0,17 / 2 = 187$
Paillasse	2500	0,14	$(2500 \times 0,14) / \cos 32,51$ $= 415,03$
Enduit	1400	0,02	28
Gardes corps	/	/	10
			G = 758,03 Kg/m²
			Q = 250 Kg/m²

Tableau II.7 : Evaluation des charges de paillasse de volée (II).**II- 6 PRE-DIMENSIONNEMENT LES VOILES:**

Sont des éléments en béton armé (coulés sur place) ou préfabriqué son rôle est assurer la stabilité de l'ouvrages sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales, cet élément satisfaisant à la condition $L \geq 4a$.

Les dimensions des voiles doivent respecte les conditions de RPA99 v 2003 suivants:

$$*e \geq 15$$

$$*e \geq \frac{he}{20} \text{ pour les voiles simples}$$

$$*L \geq 4e$$

Avec:

- he : hauteur liber d'étage : $(3,06 - 0,40 = 2,66\text{cm})$.
- e : épaisseur du voile.
- L : longueur du voile.

➤ Pour le RDC et les autres niveaux:

$$e \geq \max \left[\frac{266}{20} = 13,3 ; 15 \text{ cm} \right]$$

$$e \geq 15 \text{ cm.}$$

Donc, on adopte pour toute les voiles une épaisseur de:

$$e = 20 \text{ cm.}$$

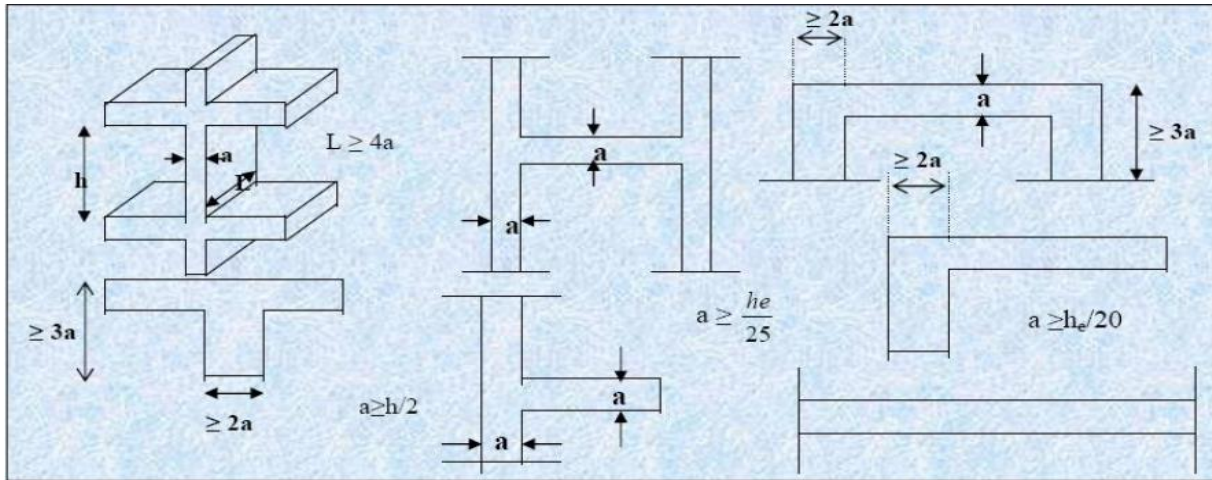


Figure.II.9 : coupe de voile.

Niveau	h _e (cm)	e (cm)
RDC + 1 ^{er}6 ^{eme} étages	306 (RDC, Etages)	20

Tableau II.8 : Pre-dimensionnement les voiles .

II- 7 la descente des charges :

Introduction :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère).

Rôle de descente des charges :

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

Les charges réglementaires :

✓ **Charges permanentes :**

Le document technique réglementaire DTR B.C.2.2.Dit que la charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs.

On un seul type de poteaux (30×35) cm² c'est le poteau central le plus sollicité.

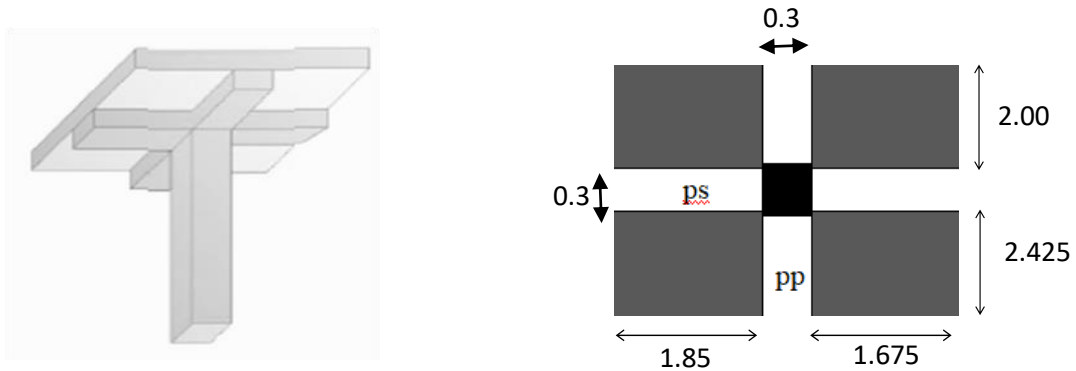


Figure.II.10: section du poteau centrale le plus sollicité

Niveau	Élément	h(m)	b(m)	H(m)	L(m)	Poids d'élément (KN/m ²)	G (KN)
+21.42	Poteaux	/	/	/	/	/	/
	Plancher terrasse	4,425	3,525	/	/	6,38	99,5160
	Poutre principale	0,40	0,30		4,425	25	13,275
	Poutre secondaire	0,35	0,30		3,525	25	9,253
Total							122,044
+18.36	Poteaux	0,30	0,35	2,66	/	25	6,982
	Plancher Etage 6	4,425	3,525	/	/	5,26	82,046
	Poutre principale	0,40	0,30		4,425	25	13,275
	Poutre secondaire	0,35	0,30		3,525	25	9,253
Total							111,362
+15.30	Poteaux	0,30	0,35	2,66	/	25	6,982
	Plancher Etage 5	4,425	3,525	/	/	5,26	82,046
	Poutre principale	0,40	0,30		4,425	25	13,275
	Poutre secondaire	0,35	0,30		3,525	25	9,253
Total							111,362

+12.24	Poteaux	0,30	0,35	2,66	/	25	6,982
	Plancher Etage 4	4,42 5	3,525	/	/	5,26	82,046
	Poutre principale	0,40	0,30		4,425	25	13,275
	Poutre secondaire	0,35	0,30		3,525	25	9,253
Total							111,362
+9.18	Poteaux	0,30	0,35	2,66	/	25	6,982
	Plancher Etage 3	4,42 5	3,525	/	/	5,26	82,046
	Poutre principale	0,40	0,30		4,425	25	13,275
	Poutre secondaire	0,35	0,30		3,525	25	9,253
Total							111,362
+6.12	Poteaux	0,30	0,35	2,66	/	25	6,982
	Plancher Etage 2	4,42 5	3,525	/	/	5,26	82,046
	Poutre principale	0,40	0,30		4,425	25	13,275
	Poutre secondaire	0,35	0,30		3,525	25	9,253
Total							111,362
+3.06	Poteaux	0,30	0,35	2,66	/	25	6,982
	Plancher Etage 1	4,42 5	3,525	/	/	5,26	82,046
	Poutre principale	0,40	0,30		4,425	25	13,275
	Poutre secondaire	0,35	0,30		3,525	25	9,253
Total							111,362

+0.00	Poteaux	0,30	0,35	2,66	/	25	6,982
	Plancher Etage RDC	4,425	3,525	/	/	5,26	82,046
	Poutre principale	0,40	0,30		4,425	25	13,275
	Poutre secondaire	0,35	0,30		3,525	25	9,253
Total							111,362
G = 901,574 KN							

Tableau II.9 : Descente charges sur poteau centrale.

✓ **Charge d'exploitation :**

D'après le document technique réglementaire DTR B.C.2.2. Les charges d'exploitation sont définies comme celle qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux des équipements fixe.

Les valeurs des charges d'exploitation sont en fonction :

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.
- Des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types et caractères des charges en cause.
- De leur mode de prise en compte etc.....

✓ **Loi de dégression :**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes, les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planches sont prises sans abattement.

- Coefficient de dégression des charges :

Terrasse : $Q_{cum} = Q_0$

6^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1$

5^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

4^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

3^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

2^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

1^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

RDC : $Q_{cum} = Q_0 + 0,70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Niveau	Q (KN/m ²)	Surface de plancher (m ²)	Q _s = Q×S	Coefficient	∑ Q _s = N×coeff (KN)
Terrasse	1	15,598	15,598	1	15,598
6 ^{ème} étage	1,5	15,598	23,397	1	15,598+23,397= 38,995
5 ^{ème} étage	1,5	15,598	23,397	0,95	15,598+0,95(2×23,397) =60,052
4 ^{ème} étage	1,5	15,598	23,397	0,90	15,598+0,90(3×23,397) =78,769
3 ^{ème} étage	1,5	15,598	23,397	0,85	15,598+0,85(4×23,397) =95,147
2 ^{ème} étage	1,5	15,598	23,397	0,80	15,598+0,80(5×23,397) =109,186
1 ^{ème} étage	1,5	15,598	23,397	0,75	15,598+0,75(6×23,397) =120,884
RDC	1,5	15,598	23,397	0,70	15,598+0,70(7×23,397) =130,243
					Q = 130,243KN

Tableau II.10 : Loi de dégression des charges .

Vérification du poteau le plus sollicité « poteau central » :

D'après le CBA 93, il faut vérifier que:

$$N_u \leq N_{résist}$$

✓ **La combinaison des charges:**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = (1,35 \times 901,574) + (1,5 \times 130,243) = 1412,48 \text{ KN} = 1,41341 \text{ MN}$$

✓ **Vérification du flambement :**

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \longrightarrow l_f = 0,7h \dots \dots \dots (\text{Cas des bâtiments}).$$

Avec:

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau.

B : l'aire du poteau.

Pour une section carrée : $B = b \times h = 30 \times 35 = 1050 \text{ cm}^2$

$$h_e : 266 \text{ cm} \longrightarrow l_f = 0,7 \times 266 = 186,2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{107187,5}{1050}} = 10,1 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{186,2}{10,1} = 18,43 < 50 \dots \quad \text{pas de risque de flambement.}$$

✓ **Condition de stabilité de forme:**

D'après le règlement CBA 93 (art B.8.4.1) on a la section du poteau est donné par formule suivante:

$$N_{résist} \leq \alpha \left(\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient réducteur en fonction de l'élancement.

Br : L'aire du poteau réduit.

Avec:

$$b = 0,30 \text{ m}; h = 0,35 \text{ m}; H = 2,66 \text{ m}$$

$$Br = (b-2\text{cm}) \times (h-2\text{cm}) \longrightarrow Br = (30-2\text{cm}) \times (35-2\text{cm}) = 924 \text{ cm}^2$$

$$\lambda < 50 \longrightarrow$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{18,43}{35}\right)^2} = 0,805$$

A : section d'acier comprimée.

$$A \geq \text{Max} (4U ; 0,2\%B)$$

U : périmètre de la section.

B : la section du poteau.

$$A \geq \text{Max} (4(2(0,30+0,35))= 5,2 ; \frac{0,2 \times 30 \times 35}{100} = 2,1)$$

$$A \geq \text{Max} (5,2 ; 2,1)$$

On prend $A = 5,2 \text{ cm}^2$

$$N_{\text{résist}} \leq \alpha \left(\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

f_{c28} : Résistance à la compression de béton à 28 jours = 25 MPa

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa

γ_b : Coefficient de sécurité, dans le cas général = 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, dans le cas général = 1,15

$$N_{\text{résist}} \leq 0,805 \left[\left(\frac{0,0924 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) + \left(\frac{0,00052 \times 400}{1,15} \right) \right] = 1,489 \text{ MN}$$

$$N_u = 1,41341 \text{ MN} < N_{\text{résist}} = 1,489 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ CNV.}$$



CHAPITRE III
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III- 1 Etude de l'acrotère :

III- 1.1 Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, elle soumise à son poids propre (G) et une charge d'exploitation(Q), elle est assistée à une console encastree.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- ◇ Largeur $b = 100\text{cm}$.
- ◇ Hauteur $H = 70\text{cm}$.
- ◇ Epaisseur $e = 5\text{cm}$.

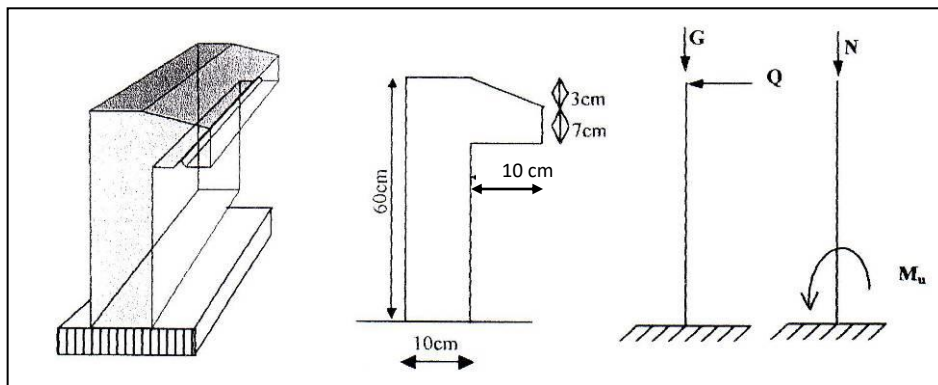


Figure.III.1 : Dimension de l'acrotère.

III- 1.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

La surface de l'acrotère : $S = S_1 + S_2 + S_3$

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} = 0,0685\text{m}^2.$$

- ◇ Poids propre de l'acrotère..... $25 \times 0,0685 = 1,7125\text{KN/ml}$
- ◇ Enduit : ep 2cm $\rightarrow 20(0,6 + 0,5 + 0,07 + 0,1 + 0,104 + 0,1) \cdot 0,02 = 0,589\text{KN/ml}$

$$\mathbf{G = 2,302\text{KN/ml}}$$

b. Charge d'exploitation :

$$\mathbf{Q = 1\text{KN/ml}}$$

Donc : $G = 2,302\text{KN/ml}$ $Q = 1\text{KN/ml}$

III- 1.3 Calcul des sollicitations :**a) - E.L.U :**

- Effort normal de compression : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,302 \times 1 = 3,107 \text{ KN}$.

- Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times Q \times H = 1,5 \times 1 \times 0,60 = 0,9 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN.m}$

b) - E.L.S:

- Effort normal de compression : $N_s = G = 2,302 \text{ KN}$

- Moment fléchissant : $M_s = Q \times H = 1 \times 0,60 = 0.6 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $T_s = Q = 1 \text{ KN/m}$

III- 1.4 Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité

d'une section. $e = M_u / N_u \Rightarrow e = 0,9 / 3,107 \Rightarrow e = 0,2896 \text{ m}$

$h/6 = 0,6/6 = 0,1 \text{ m}$

$e > 0.1 \rightarrow$ c'est vérifié.

La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III- 1.5 Calcul de ferrailage :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$.

$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.

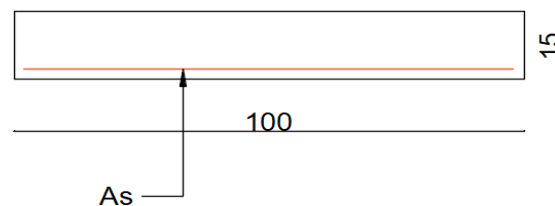


Figure.III.2 : Section à ferrailer.

• à L'ELU :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,107} = 0,2896 \text{ m} = 28,96 \text{ cm} ; \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{6}$ le center de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

La vérification de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 Telle que :

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250} \right) = 2 \text{ cm}; e_2 = \frac{3 \times L_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \rightarrow \alpha = 0$$

ϕ : c'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égale à 2.

α : le rapport du moment total du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f = longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m} = 120 \text{ cm}$.

h_0 = hauteur de la section qui est égale à 15 cm.

$$e_2 = \frac{3 \times 120^2 \times (2 + 2 \times 0)}{15 \times 10^4} = 0,576 \text{ cm} .$$

Donc : $e = e_1 + e_2 + e_a = 28,96 + 0,576 + 2 = 31,536 \text{ cm}$.

$$N_u = 3,107 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 3,107 \times 0,2896 = 0,899 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,899 + 3,107 \times \left(0,13 - \frac{0,15}{2} \right) \rightarrow M_{uA} = 1,069 \text{ KN.m}$$

M_{uA} = moment de flexion fictif (M_f) évalué au niveau de l'armature

$$\mu_{bc} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,069 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_{bc} = 0,0044 < \mu_l = 0,391$$

→ $A' = 0$ Armatures comprimées non nécessaires.

III- 1.6 Condition de non fragilité :

Selon le **BEAL91 modifié 99**, il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

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

Avec :

$$F_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} \geq \frac{0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$A_s^{min} > A_s \longrightarrow$ La section choisie est **4HA8 = 2,01cm²** et un espacement de **20cm**.

III- 1.7 Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,50\text{cm}^2$ alors on prend **2HA8 = 1,01cm²** avec en espacement **20cm**.

III- 1.8 vérification à L'ELS :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ et } (\bar{\sigma}_{st} \text{ est choisie en fonction de la fissuration)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Z \times Y_{ser}}{I} ; \bar{\sigma}_{st} = \frac{N_{ser} \times Z \times (d \times Y_{ser})}{I}$$

◇ $n = 15$ c'est le coefficient d'équivalence acier-béton.

◇ Y_{ser} : c'est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'ELS. On a :

$$N_{ser} = 2,302 \text{ KN.}$$

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,302} = 0,26$$

$$Y_{ser} = Z + C ; \text{ avec : } C = (h/2) - e \longrightarrow C = (0,15/2) - 0,26$$

$$\longrightarrow C = -0,185\text{m}$$

Z : est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivant : $Z^3 + PZ + q = 0$

$$P = -3C^2 - \frac{(c-d') \times 6n \times Asc}{b} + \frac{(d-c) \times 6n \times Ast}{b} \text{ avec : } Asc = 0$$

$$p = -3(-0,185)^2 + \frac{(0,13+0,185) \times 6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} = -0,097\text{m}^2$$

$$q = -3C^3 - \frac{(c-d') \times 6y \times Asc}{b} + \frac{(d-c)^2 \times 6y \times Ast}{b}$$

$$q = -3(-0,185)^3 + \frac{(0,13+0,185)^2 \times 6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} = -0,1\text{m}^3$$

$$\Delta = q^2 + (4P^3/27)$$

$$\Delta = (-0,1)^2 + \frac{4 \times (-0,097)^3}{27} = 986478,92 \times 10^{-8} m^6$$

$$\Delta > 0$$

Donc :

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,099 m^3$$

• Calcul de (L) :

$$L = t^{1/3} \longrightarrow L = 0,999 m$$

• Calcul de Z :

$$Z = L - P/3L \longrightarrow Z = 1,022m$$

Donc :

$$Y_{ser} = Z + C = 1,022 + (-0,185) \longrightarrow Y_{ser} = 0,837m$$

III- 1.9 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donné par la formule suivant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,0069 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 MPa.$$

$$\tau_u = 0,0069 MPa < \overline{\tau}_u = 2,5 MPa \text{ condition vérifier.}$$

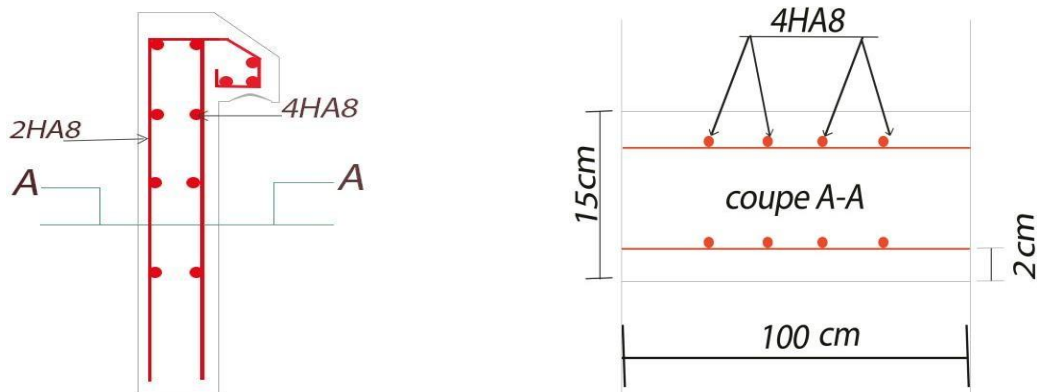


Figure.III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III- 1.10 Vérification au séisme (R.P.A 99/V2003 Art 6.2.3)

D'après le **RPA99 version 2003**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone A = 0,15 (groupe 2, zone IIa)

C_p : facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : poids propre de l'acrotère W_p = 2,302KN/ml

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures. Il faut vérifier que :

$$F_p < 1,5Q$$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,302 = 1,104 \text{ KN/ml.}$$

La condition pour que l'acrotère résiste cette force est :

Donc

$$F_p = 1,104 > 1,5Q = 1,5$$

Alors on va utiliser poids propre (G) et force horizontale (F_p) pour déterminer les efforts qui sont utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage.

Pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 3,375\text{KN/ml} \quad F_p = 1,62\text{KN/ml}$$

III-2 Etude d'escalier

III-2.1 Définition :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

III- 2.2 principe de calcul :

L'escalier est calculé à la flexion simple

a. Premier partie :

➤ Dimension :

Cette volée est composée de :

- paliers d'épaisseur de 14cm.
- Une volée d'épaisseur 14cm
- Giron de 30cm

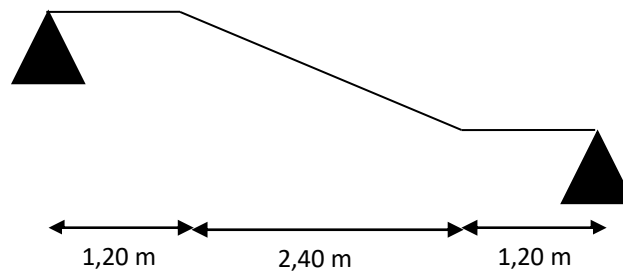


Figure.III.4 : Schéma statique d'escalier 1^{er} partie .

• Charges et surcharges :

Palier : $G_{\text{Palier}} = 4,96 \text{ KN/m}^2$

Volée : $G_{\text{raillasse}} = 7,5803 \text{ KN/m}^2$

$Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ KN/m}^2$

• Combinaison des charges :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

✓ Palier :

ELU : $q_{ul} = 1,35G_p + 1,5Q_{es} = 1,35 \times 4,96 + 1,5 \times 2,5 = 10,446 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G_p + Q_{es} = 4,96 + 2,5 = 7,46 \text{ KN/ml}$

✓ **paillasse:**

$$\text{ELU : } q_{ul} = 1,35G_p + 1,5Q_{es} = 1,35 \times 7,5803 + 1,5 \times 2,5 = 13,983 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G_p + Q_{es} = 7,5803 + 2,5 = 10,08 \text{ KN/ml}$$

• **Détermination de la charge équivalente :**

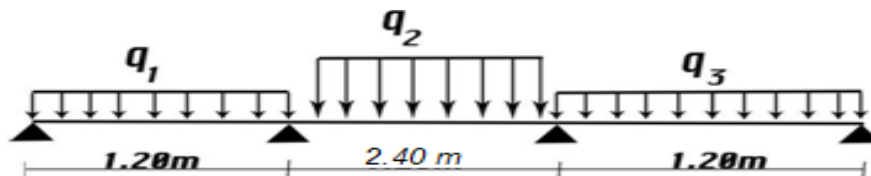


Figure.III.5 : Schéma statique avec chargement.

$$q_{equ} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{2(10,446 \times 1,20) + (13,983 \times 2,40)}{(2 \times 1,20 + 2,40)} = 12,214 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eqser} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{2(7,46 \times 1,20) + (10,08 \times 2,40)}{(2 \times 1,20 + 2,40)} = 8,77 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments :**

À l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_{equ} L^2}{8} = \frac{12,214 \times 4,8^2}{8} = 35,167 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 35,167 = 29,891 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 35,167 = 10,55 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{eqs} L^2}{8} = \frac{8,77 \times 4,8^2}{8} = 25,257 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 25,257 = 21,468 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 25,257 = 7,577 \text{ KN.m}$$

b. Deuxième partie :

➤ Dimension :

Cette volée est composée de :

- Deux paliers d'épaisseur de 14cm.
- Une volée d'épaisseur 14 cm
- Giron 30 cm

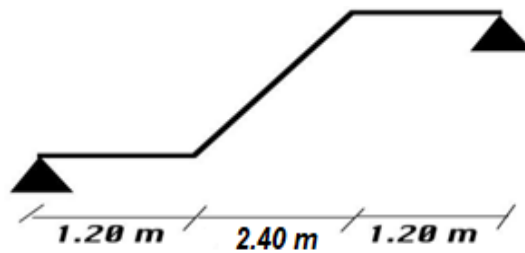


Figure.III.9: Schéma statique d'escalier 2^{ème} partie .

• Charges et surcharges :

Palier : $G_{\text{Palier}} = 4,96 \text{ KN/m}^2$

Volée : $G_{\text{raillasse}} = 7,5803 \text{ KN/m}^2$

$Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ KN/m}^2$

• Combinaison des charges :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

✓ Palier :

ELU : $q_{ul} = 1,35G_p + 1,5Q_{es} = 1,35 \times 4,96 + 1,5 \times 2,5 = 10,446 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G_p + Q_{es} = 4,96 + 2,5 = 7,46 \text{ KN/ml}$

✓ paillasse:

ELU : $q_{ul} = 1,35G_p + 1,5Q_{es} = 1,35 \times 7,5803 + 1,5 \times 2,5 = 13,983 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G_p + Q_{es} = 7,5803 + 2,5 = 10,08 \text{ KN/ml}$

• Détermination de la charge équivalente :

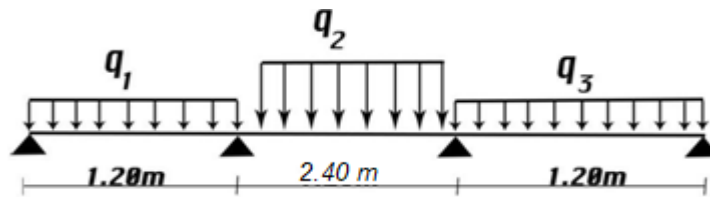


Figure.III.10 : Schéma statique avec chargement.

$$q_{\text{equ}} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{2(10,446 \times 1,20) + (13,983 \times 2,40)}{(2 \times 1,20 + 2,40)} = 12,214 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{eqser}} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{2(7,46 \times 1,20) + (10,08 \times 2,40)}{(2 \times 1,20 + 2,40)} = 8,77 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des moments :

À l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_{\text{equ}} L^2}{8} = \frac{12,214 \times 4,8^2}{8} = 35,167 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 35,167 = 29,891 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \times 35,167 = 10,55 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{\text{eqs}} L^2}{8} = \frac{8,77 \times 4,8^2}{8} = 25,257 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 25,257 = 21,468 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \times 25,257 = 7,577 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V = \frac{q_u L}{2} = \frac{12,214 \times 4,8}{2} = 29,313 \text{ KN}$$

ELU :

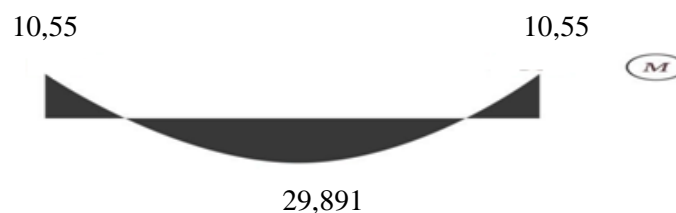


Figure.III.11: Diagramme de moment à l'ELU.



Figure.III.12: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

ELS:

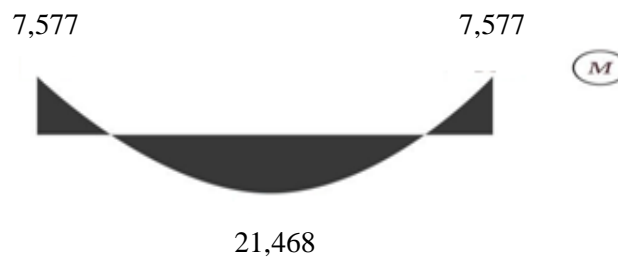


Figure.III.13: Diagramme de moment à l'ELS.

III- 2.3 Calcul des armatures :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m.

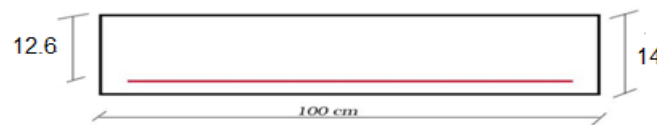


Figure.III.14: Section a ferrailé.

▪ Pour la première partie :

ELU :

$b = 100\text{cm}$; $h = 14\text{cm}$; $d = 0,9h = 12,6\text{cm}$; $f_c = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;

$\sigma_s = 348\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{29,891 \times 10^{-3}}{1 \times 0,126^2 \times 14,2} = 0,132 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow$ Pivot A

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1155}) = 0,1784$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 12,6(1 - 0,4 \times 0,1538) = 11,7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{29,891 \times 10}{0,117 \times 348} = 7,341 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Désignation	M_u (KN.m)	A_s' (cm ²)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	Le choix	A_s adopté (cm ²)	Espacement (cm)
Travée	29,891	0	0,132	0,178	11,7	7,341	7HA1 2	7,92	25
Appuis	10,55	0	0,0467	0,059 9	12,2 9	2,46	5HA8	2,51	25

Tableau.III.1: Résumé le résultat de calcul ferrailage.

➤ **Espacement :**

✓ **Travée :**

$$esp = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min} (3h = 3 \times 14 = 42; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Appuis :**

$$esp = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min} (3h = 3 \times 14 = 42; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Armatures de repartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

Désignation	A_r (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
	Type (1)	Type (1)
Travée	1,98	4HA8 = 2,01
Appuis	0,62	4HA8= 2,01

Tableau.III.2 : Résumé le résultat de calcul ferrailage transversal.

III- 2.4 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 1 \times 0,126 \times \frac{2,1}{400} = 1,52cm^2$$

➤ **Travée :**

$$A_s = 7,92 cm^2 > A_s^{min} = 1,52cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Appuis :**

$$A_s = 2,51cm^2 > A_s^{min} = 1,52cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

III- 2.5 Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{29,313 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0,232MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,20 \frac{fc28}{\gamma_b}; 5MPa) = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,232MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots CV.$$

III- 2.6 Vérification a l'ELS :

➤ **Vérification la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times fc28 = 15MPa$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s)}{7,5(As)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 7,92}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(12,6 \times 7,92)}{7,5(7,92)^2}} - 1 \right] = 4,41cm$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s (d - y)^2] = \frac{100 \times 4,41^3}{3} + 15[7,92(12,6 - 4,41)^2] = 10829,48cm^4$$

➤ **Vérification la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\bar{\sigma}_s \leq f_e \dots \dots \dots \text{car la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \sigma_s = 400MPa.$$

Le tableau suivant récapitule les résultats :

Désignation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
Travée	21,468	7,92	4,41	10829,4	8,74	15	243,5	400	OK
Appuis	7,577	2,51	2,72	4345,9	4,74	15	258,3	400	OK

Tableau.III.3 : vérification des contraintes à l'ELS.

III- 2.7 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{0,14}{4,8} = 0,0291 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,126} = 0,0062 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,14}{4,8} = 0,0291 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,0849 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

La 3^{eme} condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

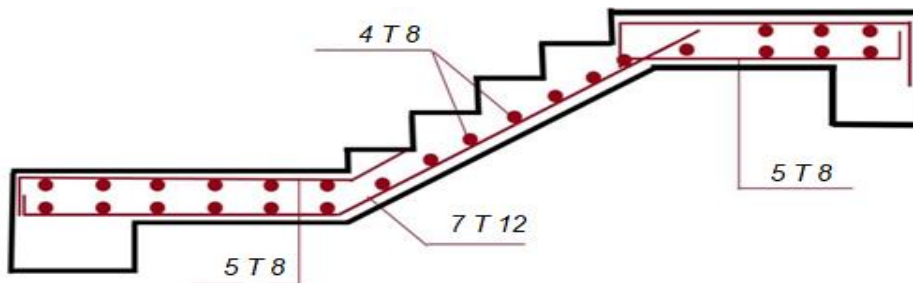


Figure.III.15: Schéma du ferrailage de la volée 1 de l'escalier.

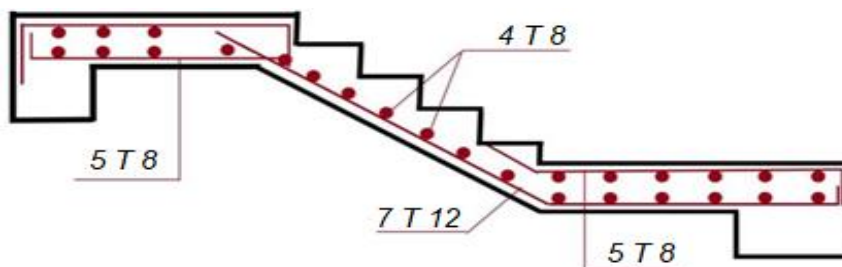


Figure.III.16: Schéma du ferrailage de la volée 2 de l'escalier.

III- 3 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion, avec une longueur de 1,20m, son schéma statique est le suivant :

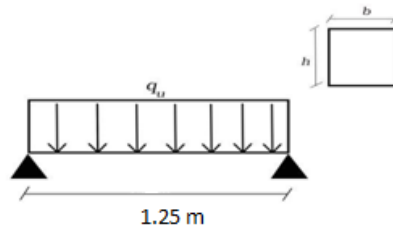


Figure.III.17: Schéma statique de la poutre palière.

III- 3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BEAL 91 modifié 99** les dimensions de la poutre sont :

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

$$\frac{125}{15} = 8,33 \text{ cm} \leq h \leq \frac{125}{10} = 12,5 \text{ cm}$$

On prend $h = 10 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,3 \times 10 = 3 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 10 = 7 \text{ cm}$$

On prend $b = 6 \text{ cm}$

Vérification selon le RPA99 version 2003 (zone sismique IIa) : Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 6 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 10 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{10}{6} = 1,6 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc nous prenons : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

III- 3.2 Evaluation des charges :**➤ Poids propre de la poutre palière :**

$$G = h \times b \times \rho = 0,40 \times 0,3 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

➤ Les charges appliquées sur la poutre prisee :**Palier 1 :**

$$g_1 = G_{PP} + G_{palier} \times L_1 + G_{paillasse} \times \frac{L_2}{2}$$

L_1 = la longueur du palier type 1

L_2 = la longueur du paillasse type 1

$$g_1 = 3 + 5,21 \times 1,20 + 7,5803 \times \frac{2,40}{2} = 18,34 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$g_2 = G_{PP} + G_{paillasse} \times L_1$$

L_1 = la longueur du palier type 1

$$g_2 = 3 + 7,5803 \times 1,20 = 12,096 \text{ KN/ml}$$

Palier 2 :

$$g_3 = G_{PP} + G_{palier} \times L_1 + G_{paillasse} \times \frac{L_2}{2}$$

L_1 = la longueur du palier type 1

L_2 = la longueur du paillasse type 1

$$g_3 = 3 + 5,21 \times 1,20 + 7,5803 \times \frac{2,40}{2} = 18,34 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge équivalente :

$$G_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \frac{18,34 \times 1,20 + 12,096 \times 2,40 + 18,34 \times 1,20}{1,20 + 2,40 + 1,20}$$

$$G_{eq} = 15,218 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison de charge:**ELU:**

$$q_u = 1,35G_{eq} + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 15,218 + 1,5 \times 2,5 = 24,29 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_{ser} = G_{eq} + Q$$

$$q_u = 15,218 + 2,5 = 17,71 \text{ KN/ml}$$

III- 3.3 Calcul sollicitation de la poutre palière :

A l'ELU:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{24,29 \times 1,2^2}{2} = 17,48 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L = 24,29 \times 1,2 = 29,14 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = \frac{17,71 \times 1,2^2}{2} = 12,75 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_u L = 17,71 \times 1,2 = 21,25 \text{ KN}$$

III- 3.4 Calcul du ferrailage :

ELU :

b = 30cm ; h = 40cm ; d = 0,9h = 36cm ; f_c = 400MPa ; f_{c28} = 25MPa ; f_{t28} = 2,1MPa ; σ_s = 348MPa

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{17,48 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,0316 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0316}) = 0,0406$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 36(1 - 0,4 \times 0,0406) = 35,41 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{17,48 \times 10^{-3}}{0,3541 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

M _u (KN.m)	A _s ' (cm ²)	μ	α	Z (cm)	A _s (cm ²)	Le choix	A _s adopté (cm ²)	Espaceme nt (cm)
17,48	0	0,0316	0,0406	35,41	1,41	3HA12	3,39	25

Tableau.III.4 : Résumé le résultat de calcul ferrailage.

III- 3.4 Vérification à l'ELU : (BEAL91 modifie 99)

$$A_{smin} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{smin} \rightarrow A_s = 1,41 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Ont adopté } 3\emptyset 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

III- 3.5 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{29,14 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,2698 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

Donc : $\tau_u = 0,2698 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

III- 3.6 Diamètre des armatures transversales : d'après la BAEL91 modifiée 99

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmin}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(11,42 \text{mm}; 30 \text{mm}; 10 \text{mm})$$

On adopte un cadre de $\phi_t = 8 \text{mm}$.

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,8475 \text{cm}^2; \text{ soit : } A_t = 3\phi_8 = 1,51 \text{cm}^2$$

III- 3.7 Espacement des cours de cadres :

- **Selon BAEL 91 modifiée 99 :**

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

$$S_t \leq \min(0,9 \times 36; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq \min(32,4 \text{cm}; 40 \text{cm})$$

On adopte un espacement minimal $S_t = 25 \text{cm}$

- **Selon RPA99 version 2003 :**

- Pour zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12\phi_{lmin}\right) = 10 \text{cm}$$

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

- Pour zone courant :**

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

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

III- 3.8 Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3,39}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30(36 \times 3,39)}{7,5(3,39)^2}} - 1 \right] = 9,48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 9,48^3}{3} + 15[3,39(36 - 9,48)^2] = 44283,04 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser} (d - y)}{I}$$

$$\overline{\sigma}_s \leq f_e \dots\dots\dots \text{cas la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}.$$

Le tableau suivant récapitule les résultats :

M_{se} r (KN. m)	A_s (c m^2)	Y (c m)	I (cm^4)	σ_b c (MP a)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MP a)	σ_s (MP a)	$\overline{\sigma}_s$ (MP a)	vérificati on
12,75	3,3 9	9,4 8	44283,0 4	2,5	15	105, 2	400	OK

Tableau.III.5 : vérification des contraintes à l'ELS.

III- 3.9 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,40}{1,2} = 0,333 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} = 0,0031 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées → la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

III- 3.10 Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment fléchissant à l'intérieur de la poutre au niveau du palier et paillasse provoque un moment de la torsion au niveau de la poutre palière.

$$M_t = \frac{T_{max} \times b}{2} = \frac{29,14 \times 0,3}{2} = 4,371 \text{ KN.m}$$

III- 3.11 Calcul de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_{uT} = \frac{M_t}{2b_0\Omega}$$

Avec :

M_t : Moment de torsion.

Ω : Air du contour à mi portée.

b_0 : Epaisseur de la paroi considéré.

$$b_0 = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 25 \times 35 = 875\text{cm}^2$$

$$\tau_{uT} = \frac{M_t}{2\Omega b_0} = \frac{4,371 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 0,499 \text{ MPa}$$

D'après le BEAL91 modifié99 ; on doit avoir :

$$\tau_{uT}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$(0,499)^2 + (0,2698)^2 \leq (3,33)^2 \rightarrow 0,321 < 11,08 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

III- 3.12 Calcul des armatures équilibrées à la torsion :

$$A_T = \frac{\mu M_t}{2\Omega\sigma_s}$$

Avec:

$$\mu = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(30 - 5) + (40 - 5)] \times 2 = (25 + 35) \times 2 = 120\text{cm}$$

$$A_T = \frac{\mu M_t}{2\Omega\sigma_s} = \frac{120 \times 10^{-2} \times 4,371 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2$$

On adopter: $A_T = 2 \text{ } \phi 10 = 1,57\text{cm}^2$.

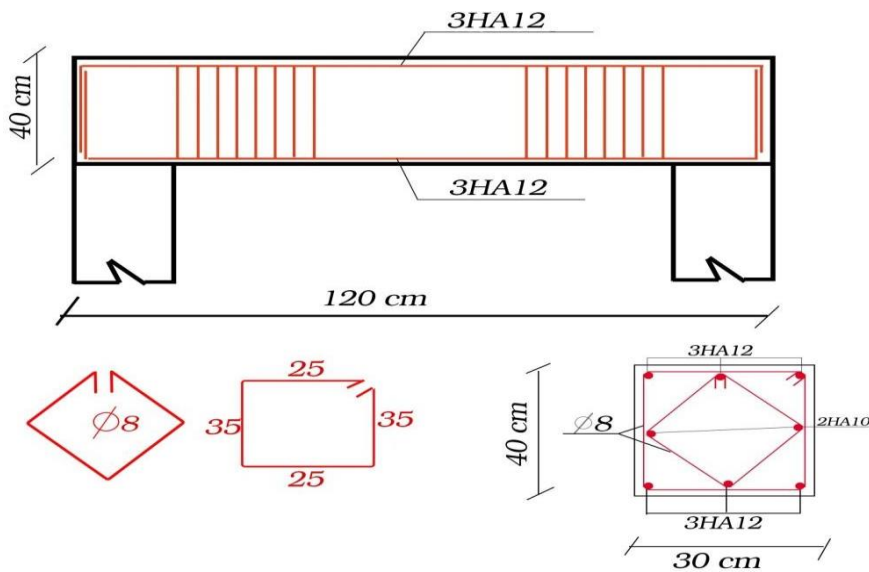


Figure.III.18 : Schéma ferrailage de poutre palière.

III- 4 Etude des dalles pleines (balcon)

III- 4.1 Définition :

Les balcons sont assimilés à des consoles de portées 1,425 m , les balcons sont de même type en dalle pleine calculée comme des poutres de 1m de bande, il est soumise à une sollicitation de flexion simple.

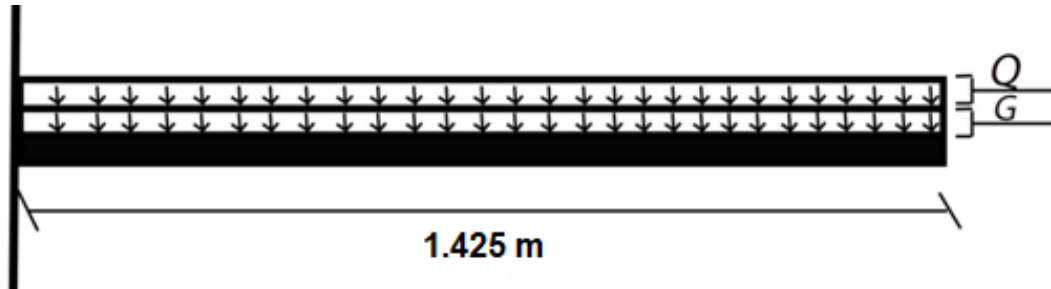


Figure.III.19 : Schéma statique de balcon.

▪ Epaisseur de balcon :

$$e = 12\text{cm}$$

$$L_x = 142,5\text{ cm}$$

$$L_y = 370\text{ cm}$$

$$\rho = \frac{142,5}{370} = 0,385 < 0,4 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

III- 4.2 Charges et surcharges :

D'après la descente de charge :

$$G = 5,41\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3,50\text{KN/m}^2$$

III- 4.3 Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,41 + 1,5 \times 3,5 = 12,55\text{KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 5,41 + 3,5 = 8,91\text{KN/m}^2$$

III- 4.4 Calcul le moment :

$$\left[\begin{aligned} M_{0u} &= \frac{q_u L_x^2}{8} = \frac{12,55 \times 1,425^2}{8} = 3,185\text{ KN.m} \\ M_{0s} &= \frac{q_s L_x^2}{8} = \frac{8,91 \times 1,425^2}{8} = 2,261\text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$\left[\begin{aligned} M_x^t &= 0,8 \times M_{0u} = 0,8 \times 3,185 = 2,548\text{ KN.m} \\ M_x^a &= 0,5 \times M_{0u} = 0,5 \times 3,185 = 1,592\text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

III- 4.5 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

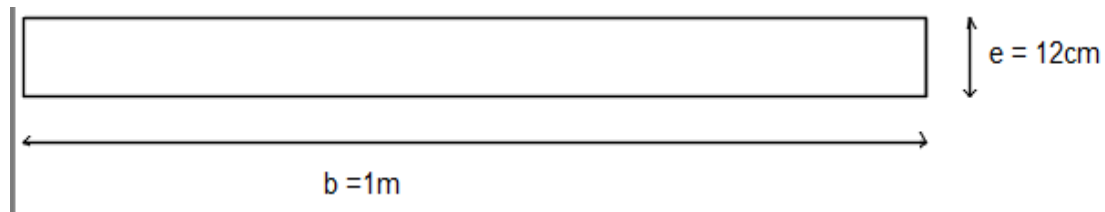


Figure.III.20 : Section de la dalle pleine a ferrailé.

a. Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

Avec :

$b = 100\text{cm}$; $h = 12\text{cm}$; $d = 0,9h = 10,8\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,2\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c25} = 25\text{MPa}$;

$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$.

▪ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{2,548 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,2} = 0,0153 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0109}) = 0,0193$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,0137) = 0,107\text{m}$$

$$A_s^t = \frac{M_t^u}{Z \times \sigma_s} = \frac{2,548 \times 10^{-3}}{0,107 \times 348} = \mathbf{0,677\text{cm}^2}$$

▪ En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1,592 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,2} = 0,00961 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00961}) = 0,01207$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,00854) = 0,107\text{m}$$

$$A_s^a = \frac{M_a^u}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,592 \times 10^{-3}}{0,107 \times 348} = \mathbf{0,427\text{cm}^2}$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1,30\text{cm}^2}$$

	M_t^u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A adopté (cm ²)	A_s^{\min}	S_t (cm)
Travée	2,548	0,0153	0,0193	0,107	0,677	4HA10= 3,14	1,30	25
appui	1,592	0,00961	0,01207	0,107	0,427	4HA8=2,01	1,30	25

Tableau.III.6 :Résultats de calcul ferrailage.

b. Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = \mathbf{0,785\text{cm}^2}$$

$$A_r = \mathbf{4HA8 = 2,01\text{cm}^2}$$

▪ **Espacement: CBA 93 (article A.7.2.4.2)**

$$S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 12 = 36\text{cm} ; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

On opte pour : $S_t = 25\text{cm}$

▪ **Vérification des diamètres des barres :**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1,2\text{cm}; \text{ soit : } \phi_x \leq \mathbf{12\text{mm}}$$

$$\phi_x^{\max} = 10\text{mm} < 12\text{mm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

III- 4.6 Vérification à l'ELS :

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{On a : } A_s = 3,14\text{cm}^2$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 3,14}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(10,8 \times 3,14)}{7,5 \times (3,14)^2}} - 1 \right] = 2,753\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2]$$

$$I = \frac{100 \times 2,753^3}{3} + 15[3,14 \times (10,8 - 2,753)^2] = 3745,423\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2,261 \times 10^{-3}}{3745,423 \times 10^{-8}} \times 0,02753 = 1,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,66 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 2,261 \times 10^{-3}}{3745,423 \times 10^{-8}} (0,108 - 0,02753) = 72,86 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq f_e \dots \dots \dots \text{car la fissuration peu préjudiciable.}$$

Donc : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa}$

➔ $\sigma_s = 72,86 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$

III- 4.7 Vérification de l'effort tranchant :

Il doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

Tel que :

$$V_u = \frac{quL_x}{2} = \frac{12,55 \times 1,425^2}{2} = 12,742 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12,742 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,117 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,117 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier (pas de cisaillement).}$$

$\tau_u = 0,0836 \text{MPa} < \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1,166 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).}$

III- 4.8 Vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{L_x} = \frac{0,12}{1,425} = 0,0842 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
2. $\frac{A_s}{bd} = \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,108} = 0,00290 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
3. $\frac{h}{L} = \frac{0,12}{1,425} = 0,842 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,08 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier de la flèche.

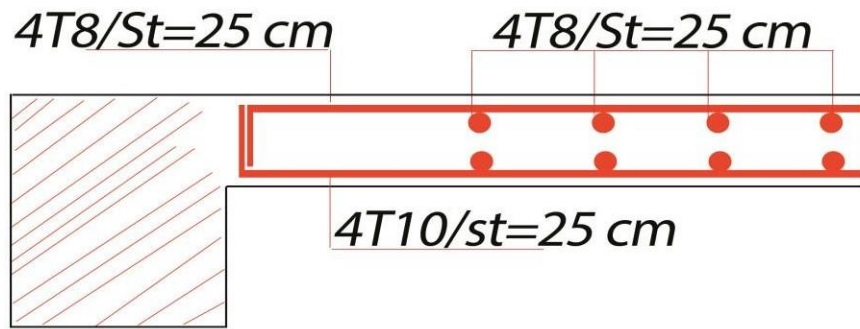


Figure.III.21: Coupe de balcon.

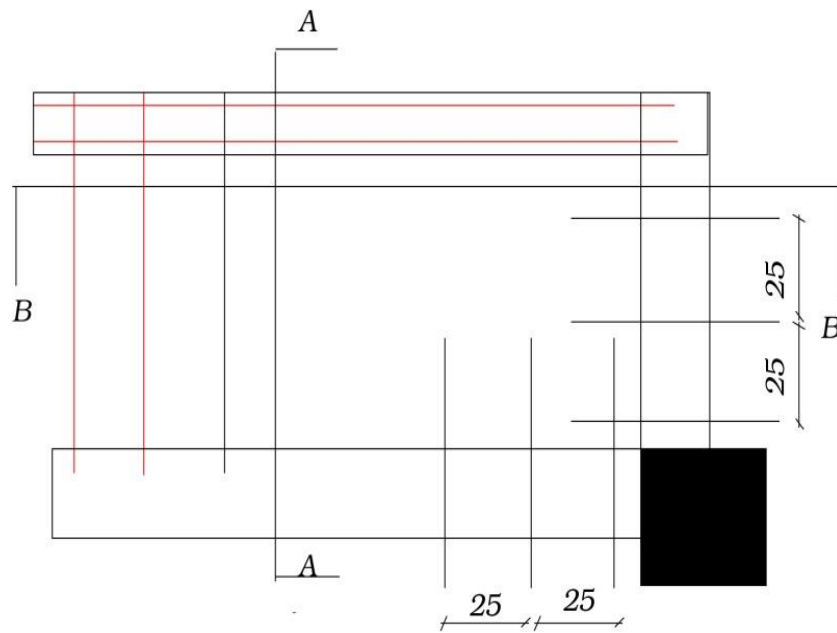


Figure.III.22: Schéma de ferrailage de balcon.

III- 5 Etude des planchers :

III- 5.1 Définition :

Le plancher à corps creux est des éléments plans horizontaux qui sont constitué d'hourdisainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III- 5.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à la flexion simple comme des poutres sur plusieurs appuis avec des dimensions comme suit :

$$\begin{cases} h = 20\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \\ b = 65\text{cm} \\ b_0 = 10\text{cm} \end{cases}$$

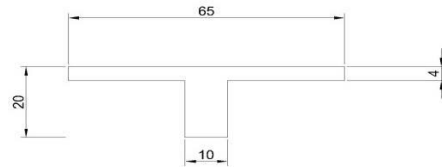


Figure.III.23 : Dimension de poutrelles.

III- 5.3 Le Méthode de Calcul:

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues en béton armé, leurs études se feront selon les méthodes suivant :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- ✓ **Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BEAL91 modifié 99)**

- **Domaine d'application (BAEL91 art B.6.210) :**

Le **BEAL91 modifié 99** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, elle n'est applicable que si les 04 hypothèses suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- La fissuration est peu préjudiciable.
- Les moments d'inertie des sections sont constants sur les différentes travées.
- Le rapport entre les portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue.

Q : charges d'exploitation reprises par la poutre continue.

Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq \text{Max} (1,05M_0; (1+0,3\alpha) M_0) - \frac{M_w+M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{Travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{Travée de rive} \end{cases}$

.Avec :

M_0 : la valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

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

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

• Moment sur appuis :

- * $M = 0,2M_0$ appuis de rive.
- * $M = 0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- * $M = 0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- * $M = 0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

✓ Méthode de Caquot (Annexe E.1 du BEAL91 modifiée 99)**▪ Domaine d'application (B.6.220) :**

Lorsque les conditions indiquées dans la méthode forfaitaire ne sont pas remplies et en particulier lorsque la charge d'exploitation est supérieure à deux fois à la charge permanente ou 5 KN/m^2 : $Q > \text{Max} (2G ; 5\text{KN/m}^2)$, si l'une des trois autres conditions de la méthode

forfaitaire n'est pas vérifiée, donc le calcul des moments aux appuis seulement $G' = \frac{2}{3}G$, pour calcul des moments en travée en prend la totalité de des charges permanentes.

Exposé de la méthode :**Moment sur appuis :**

$$M_i = \frac{p_w \times l_w^3 + p_e \times l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

Avec : $M_0 = \frac{pl^2}{8}$

Moment en travée :

$$M_t^{Max} = \left(M_0 - \frac{M_w - M_e}{2} \right) + \frac{(M_w - M_e)^2}{2pl^2}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l' = 1$ Pour une travée de rive.

$l' = 0,8 \times 1$ pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \end{cases}$$

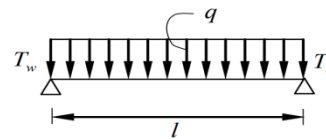


Figure.III.24 : Schéma de l'effort tranchant

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré

III- 5.4 Calcul des poutrelles :

➤ Les différents types de poutrelles :

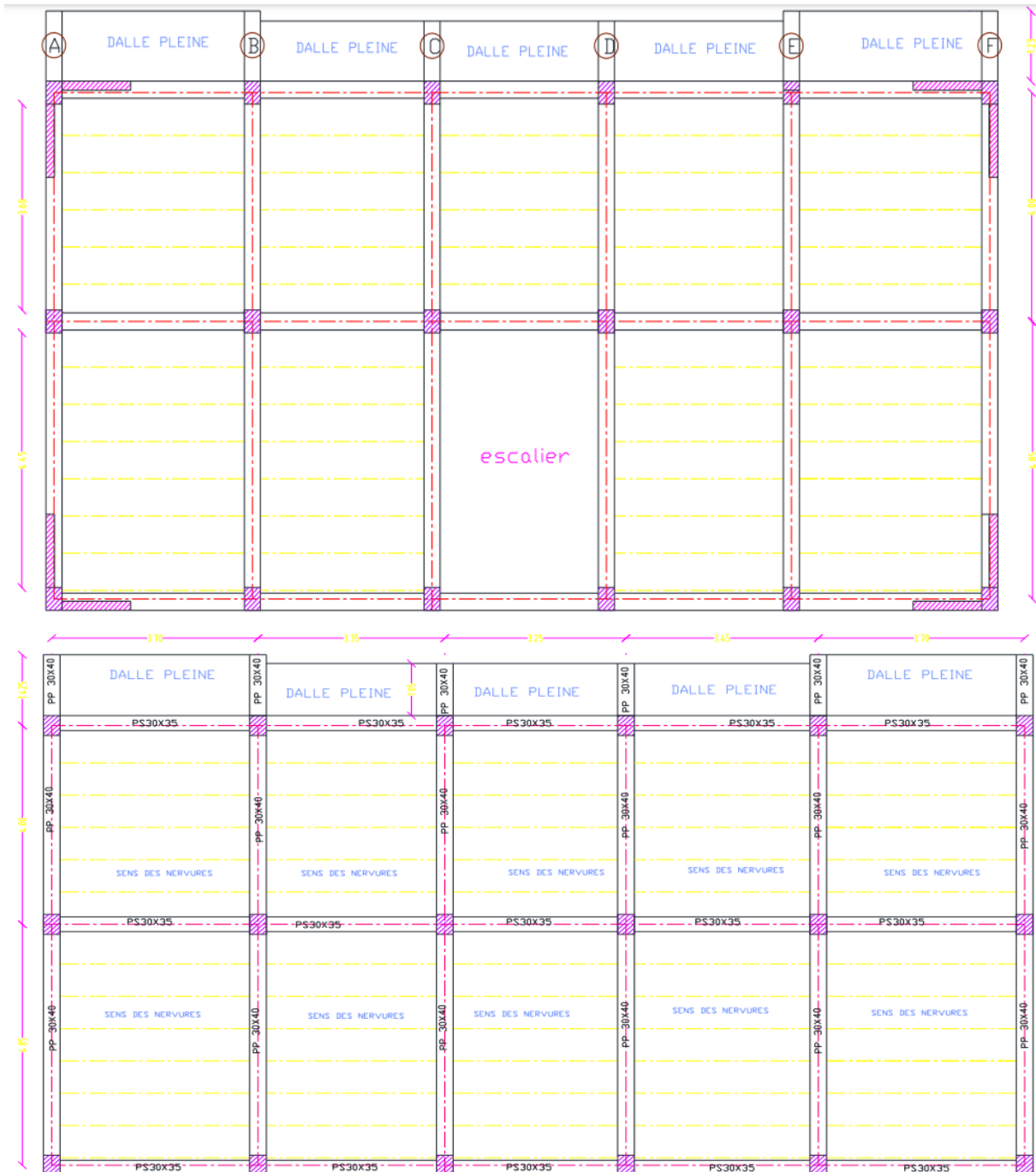


Figure.III.25 : Schéma de la disposition des poutrelles.

Dans notre projet on a quatre types de poutrelles a étudiées :

- **Type 1** : poutrelle isostatique sur deux appuis pour les plancher terrasse inaccessible.

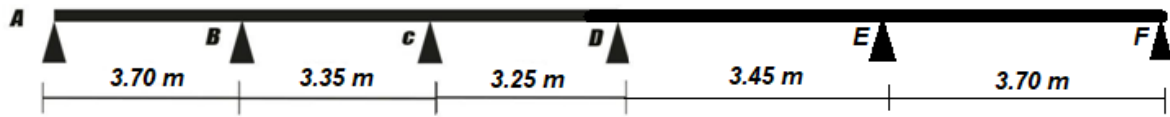


Figure.III.26 : Schéma du 1^{eme} type de poutrelle.

- **Type 2** : poutrelle sur trois appuis à deux travées pour le plancher étages .

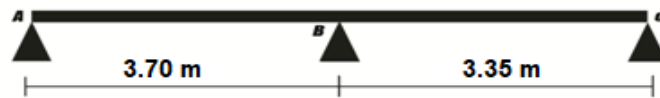


Figure.III.27 : Schéma du 2^{eme} type de poutrelle.

- **Type 3** : poutrelle sur trois appuis à deux travées pour le plancher étages .

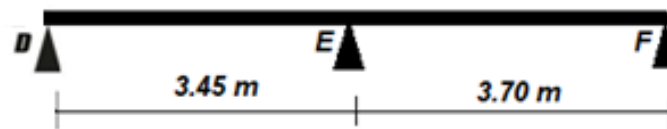


Figure.III.28 : Schéma du 3^{eme} type de poutrelle.

- **Type 4** : poutrelle sur six appuis et cinq travées dans les étages

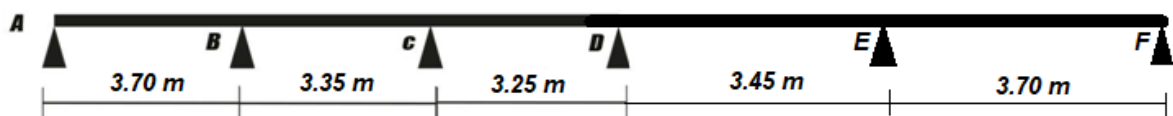


Figure.III.29 : Schéma du 4^{eme} type de poutrelle.

III- 5.5 Calcul des charges et surcharges qui supporté par les poutrelles :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \text{ et } p_u = 0,65 \times q_u$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0,65 \times q_s$$

Désignation	G	Q	ELU		ELS	
			q _u	p _u	q _s	p _s
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,38	1	10,11	6,57	7,38	4,79
Etages d'habitation	5,26	1,5	9,35	6,07	6,76	4,39

Tableau.III.7 : charges & surcharges et sollicitations sur les poutrelles.

III- 5.6 Calcul des sollicitations :

On calcul tous les sollicitations des types des poutrelles, après on choisira les sollicitations leplus défavorable pour faire le ferrailage.

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Pour le type 1 poutrelle à cinq travée :

$$P_u = 6,57 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 4,79 \text{ KN/ml.}$$

$$L_1 = 3,70\text{m}; L_2 = 3,35\text{m}; L_3 = 3,25\text{m}; L_4 = 3,45\text{m}; L_5 = 3,70\text{m.}$$

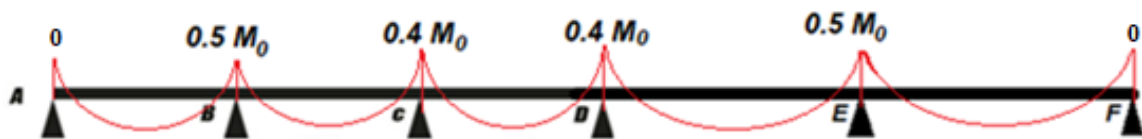


Figure.III.30 : Schéma du 1^{eme} type de poutrelle.

- **La méthode forfaitaire** : On doit vérifier les conditions suivantes :

✓ $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (2 \times 6,38 = 12,76 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) .$

✓ Inertie constante

✓
$$\begin{cases} \frac{3,70}{3,35} = 1,1 \in (0,85 ; 1,25). \\ \frac{3,35}{3,25} = 1,03 \in (0,85 ; 1,25). \\ \frac{3,25}{3,45} = 0,94 \in (0,85 ; 1,25). \\ \frac{3,45}{3,70} = 0,93 \in (0,85 ; 1,25). \end{cases}$$

✓ Fissuration est peu préjudiciable

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,38+1} = 0,135$$

Les toutes conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire.

✓ **Calcul des moments :****ELU:**

$$M_{0uAB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6,57 \times 3,70^2}{8} = 11,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0uBC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6,57 \times 3,35^2}{8} = 9,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{0uCD} = \frac{p_u l_{CD}^2}{8} = \frac{6,57 \times 3,25^2}{8} = 8,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{0uDE} = \frac{p_u l_{DE}^2}{8} = \frac{6,57 \times 3,45^2}{8} = 9,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{0uEF} = \frac{p_u l_{EF}^2}{8} = \frac{6,57 \times 3,70^2}{8} = 11,24 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{0serAB} = \frac{p_{ser} l_{AB}^2}{8} = \frac{4,79 \times 3,70^2}{8} = 8,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{0serBC} = \frac{p_{ser} l_{BC}^2}{8} = \frac{4,79 \times 3,35^2}{8} = 6,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0serCD} = \frac{p_{ser} l_{CD}^2}{8} = \frac{4,79 \times 3,25^2}{8} = 6,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0serDE} = \frac{p_{ser} l_{DE}^2}{8} = \frac{4,79 \times 3,45^2}{8} = 7,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0serEF} = \frac{p_{ser} l_{EF}^2}{8} = \frac{4,79 \times 3,70^2}{8} = 8,11 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment sur appuis :****ELU :**

$$M_A = 0$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{0uAB}; M_{0uBC}) = 0,5 \text{Max} (11,24; 9,21) = 0,5 \times 11,24 = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{0uBC}; M_{0uCD}) = 0,4 \text{Max} (9,21; 8,67) = 0,4 \times 9,21 = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{0uCD}; M_{0uDE}) = 0,4 \text{Max} (8,67; 9,77) = 0,4 \times 9,77 = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{0uDE}; M_{0uEF}) = 0,5 \text{Max} (9,77; 11,24) = 0,5 \times 11,24 = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

ELS :

$$M_A = 0$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{0serAB}; M_{0serBC}) = 0,5 \text{Max} (8,11; 6,71) = 0,5 \times 8,11 = 4,05 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{0serBC}; M_{0serCD}) = 0,4 \text{Max} (6,71; 6,32) = 0,4 \times 6,71 = 2,68 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{0serCD}; M_{0serDE}) = 0,4 \text{Max} (6,32; 7,12) = 0,4 \times 7,12 = 2,84 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{0serDE}; M_{0serEF}) = 0,5 \text{Max} (7,12; 8,11) = 0,5 \times 8,11 = 4,05 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

✓ **Moment sur travée :**

➤ **Travée AB :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0uAB}; (1+0,3\alpha) M_{0uAB}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 11,24; (1+0,3 \times 0,135) \times 11,24) - \frac{0 + 5,62}{2}$$

$$M_t \geq 11,8 - \frac{5,62}{2} \longrightarrow M_t = 8,99 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 11,24 = 6,97 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 8,99 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0serAB}; (1+0,3\alpha) M_{0serAB}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 8,11; (1+0,3 \times 0,135) \times 8,11) - \frac{0 + 4,05}{2}$$

$$M_t \geq 8,515 - \frac{4,05}{2} \longrightarrow M_t = 6,49 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 8,11 = 5,03 \text{ KN.m}$$

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

➤ **Travée BC :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0uBC}; (1+0,3\alpha) M_{0uBC}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 9,21; (1+0,3 \times 0,135) \times 9,21) - \frac{5,62 + 3,68}{2}$$

$$M_t \geq 9,67 - \frac{9,3}{2} \longrightarrow M_t = 5,02 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 9,21 = 4,79 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 5,02 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0serBC}; (1+0,3\alpha) M_{0serBC}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 6,71; (1+0,3 \times 0,135) \times 6,71) - \frac{4,05 + 2,68}{2}$$

$$M_t \geq 7,04 - \frac{6,73}{2} \longrightarrow M_t = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 6,71 = 3,49 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 3,68 \text{ KN.m}$**

➤ **Travée CD :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0uCD}; (1+0,3\alpha) M_{0uCD}) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 8,67; (1+0,3 \times 0,135) \times 8,67) - \frac{3,68 + 3,90}{2}$$

$$M_t \geq 9,1 - \frac{7,58}{2} \quad \longrightarrow M_t = 5,31 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 8,67 = 4,5 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 5,31 \text{ KN.m}$

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0serCD}; (1+0,3\alpha) M_{0serCD}) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 6,32; (1+0,3 \times 0,135) \times 6,32) - \frac{2,68 + 2,84}{2}$$

$$M_t \geq 6,63 - \frac{5,44}{2} \quad \longrightarrow M_t = 3,91 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 6,32 = 3,28 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 3,91 \text{ KN.m}$

➤ **Travée DE :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0uDE}; (1+0,3\alpha) M_{0uDE}) - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 9,77; (1+0,3 \times 0,135) \times 9,77) - \frac{3,90 + 5,62}{2}$$

$$M_t \geq 10,25 - \frac{9,52}{2} \quad \longrightarrow M_t = 5,49 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 9,77 = 5,08 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 5,49 \text{ KN.m}$

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0serDE}; (1+0,3\alpha) M_{0serDE}) - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 7,12; (1+0,3 \times 0,135) \times 7,12) - \frac{2,84 + 4,05}{2}$$

$$M_t \geq 7,47 - \frac{6,89}{2} \quad \longrightarrow M_t = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 7,12 = 3,7 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 4,03 \text{ KN.m}$

➤ **Travée EF :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0uEF}; (1+0,3\alpha) M_{0uEF}) - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 11,24; (1+0,3 \times 0,135) \times 11,24) - \frac{5,62+0}{2}$$

$$M_t \geq 11,8 - \frac{5,62}{2} \quad \longrightarrow M_t = 8,99 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 11,24 = 6,97 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 8,99 \text{ KN.m}$

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0serEF}; (1+0,3\alpha) M_{0serEF}) - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 8,11; (1+0,3 \times 0,135) \times 8,11) - \frac{4,05+0}{2}$$

$$M_t \geq 8,51 - \frac{4,05}{2} \quad \longrightarrow M_t = 6,49 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 8,11 = 5,02 \text{ KN.m}$$

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

✓ **Effort tranchant :**

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{P_u l}{2} = \frac{6,57 \times 3,70}{2} = 12,15 \text{ KN}$$

$$T_B = 1,10 \times \frac{P_u l}{2} = 1,10 \times \frac{6,57 \times 3,70}{2} = 13,36 \text{ KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = T_C = 1,10 \times \frac{P_u l}{2} = 1,10 \times \frac{6,57 \times 3,35}{2} = 12,10 \text{ KN}$$

➤ **Travée CD :**

$$T_C = T_D = 1,10 \times \frac{P_u l}{2} = 1,10 \times \frac{6,57 \times 3,25}{2} = 11,74 \text{ KN}$$

➤ **Travée DE :**

$$T_D = T_E = 1,10 \times \frac{P_u l}{2} = 1,10 \times \frac{6,57 \times 3,45}{2} = 12,46 \text{ KN}$$

➤ **Travée EF :**

$$T_E = 1,10 \times \frac{P_u l}{2} = 1,10 \times \frac{6,57 \times 3,70}{2} = 13,36 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{P_u l}{2} = \frac{6,57 \times 3,70}{2} = 12,15 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Poutrelle (m)	Moment (M_0) (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	
									$T_{A:C}$	T_B
A	0	0	AB	3.70	11,24	8,11	8,99	6,49	12,15	13,36
B	5,62	4,05	BC	3.35	9,21	6,71	5,02	3,68	12,10	12,10
C	3,68	2,68	CD	3.25	8,67	6,32	5,31	3, 91	11,74	11,74
D	3,90	2,84	DE	3.45	9,77	7,12	5,49	4, 03	12,46	12,46
E	5,62	4,05	EF	3.70	11,24	8,11	8,99	6,49	13,36	12,15
F	0	0								

Tableau.III.8 : Résultats des sollicitations de 1^{er} type de poutrelle

❖ Plancher étage courant

Pour le type 2 poutrelle sur trois appuis à deux travées.

$$P_u = 6,07 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 4,39 \text{ KN/ml.}$$

$$L_1 = 3,70 \text{ m ; } L_2 = 3,35 \text{ m}$$



Figure.III.31 : Schéma du 2^{ème} type de poutrelle.

- **La méthode forfaitaire** : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\checkmark \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (2 \times 5,26 = 10,52 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\checkmark \quad \text{Inertie constante}$$

$$\checkmark \quad \frac{3,70}{3,35} = 1,1 \in (0,85 ; 1,25)$$

$$\checkmark \quad \text{Fissuration est peu préjudiciable}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,26+1,5} = 0,221$$

Les conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire.

✓ **Calcul des moments :****ELU:**

$$M_{0uAB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6,07 \times 3,70^2}{8} = 10,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{0uBC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6,07 \times 3,35^2}{8} = 8,51 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{0serAB} = \frac{p_{ser} l_{AB}^2}{8} = \frac{4,39 \times 3,70^2}{8} = 7,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0serBC} = \frac{p_{ser} l_{BC}^2}{8} = \frac{4,39 \times 3,35^2}{8} = 6,15 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment sur appuis :****ELU :**

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{0uAB}; M_{0uBC}) = 0,6 \text{Max} (10,38; 8,51) = 0,6 \times 10,38 = 6,228 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_C = 0$$

ELS :

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{0serAB}; M_{0serBC}) = 0,6 \text{Max} (7,51; 6,15) = 0,6 \times 7,51 = 4,506 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_C = 0$$

✓ **Moment sur travée :**➤ **Travée AB :****ELU :**

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0uAB}; (1+0,3\alpha) M_{0uAB}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 10,38; (1+0,3 \times 0,221) \times 10,38) - \frac{0+6,228}{2}$$

$$M_t \geq 11,068 - \frac{6,228}{2} \longrightarrow M_t = 7,954 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,221}{2} \right) \times 10,38 = 5,534 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_t = 7,954 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0serAB}; (1+0,3\alpha) M_{0serAB}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 7,51; (1+0,3 \times 0,221) \times 7,51) - \frac{0+4,506}{2}$$

$$M_t \geq 8 - \frac{4,506}{2} \longrightarrow M_t = 5,754 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,221}{2} \right) \times 7,51 = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_t = 5,75 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée BC :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0uBC}; (1+0,3\alpha) M_{0uBC}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 8,51; (1+0,3 \times 0,221) \times 8,51) - \frac{6,228 + 0}{2}$$

$$M_t \geq 9,07 - \frac{6,228}{2} \longrightarrow M_t = 5,95 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,221}{2} \right) \times 8,51 = 4,53 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 5,95 \text{ KN.m}$

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0serBC}; (1+0,3\alpha) M_{0serBC}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 6,15; (1+0,3 \times 0,221) \times 6,15) - \frac{4,506 + 0}{2}$$

$$M_t \geq 6,55 - \frac{4,506}{2} \longrightarrow M_t = 4,3 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,221}{2} \right) \times 6,15 = 3,27 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 4,3 \text{ KN.m}$

✓ **Effort tranchant :**

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{P_u l}{2} = \frac{6,07 \times 3,70}{2} = 11,22 \text{ KN}$$

$$T_B = 1,15 \times \frac{P_u l}{2} = 1,15 \times \frac{6,07 \times 3,70}{2} = 12,91 \text{ KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = 1,15 \times \frac{P_u l}{2} = 1,15 \times \frac{6,07 \times 3,35}{2} = 11,69 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{P_u l}{2} = \frac{6,07 \times 3,35}{2} = 10,16 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Poutrelle (m)	Moment (M ₀) (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	
									T _{A,C}	T _B
A	0	0	AB	3,70	10,38	7,51	7,95	5,75	11,22	12,91
B	6,228	4,506	BC	3,35	8,51	6,15	5,95	4,3	10,16	11,69
C	0	0								

Tableau.III.9 : Résultats des sollicitations de 2^{ème} type de poutrelle.

Pour le type 3 poutrelle sur trois appuis à deux travées.

$$P_u = 6,07 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 4,39 \text{ KN/ml.}$$

$$L_1 = 3,45 \text{ m ; } L_2 = 3,70 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,26+1,5} = 0,221$$

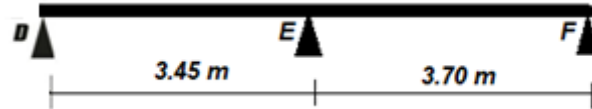


Figure.III.32 : Schéma du 3^{ème} type de poutrelle.

Les toutes conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Poutrelle (m)	Moment (M_0) (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	
									$T_{D,F}$	T_E
D	0	0	DE	3,45	9,03	6,53	6,51	4,70	10,47	12,04
E	6,228	4,506	EF	3,70	10,38	7,51	7,95	5,75	12,91	11,22
F	0	0								

Tableau.III.10 : Résultats des sollicitations de 3^{ème} type de poutrelle.

Pour le type 4 poutrelle à cinq travée :

$$P_u = 6,07 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 4,39 \text{ KN/ml.}$$

$$L_1 = 3,70 \text{ m; } L_2 = 3,35 \text{ m; } L_3 = 3,25 \text{ m; } L_4 = 3,45 \text{ m; } L_5 = 3,70 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,26+1,5} = 0,221 .$$

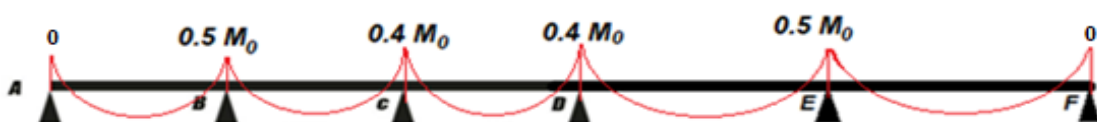


Figure.III.33 : Schéma du 4^{ème} type de poutrelle.

Les toutes conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Poutrelle (m)	Moment (M_0) (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	
									T_g	T_d
A	0	0	AB	3,70	10,38	7,51	8,47	6,13	11,22	12,35
B	5,19	3,75	BC	3,35	8,51	6,15	4,77	3,45	11,18	11,18
C	3,4	2,46	CD	3,25	8,01	5,79	5,03	3,63	10,85	10,85
D	3,61	2,61	DE	3,45	9,03	6,53	5,22	3,78	11,51	11,51
E	5,19	3,75	EF	3,70	10,38	7,51	8,47	6,13	12,35	11,22
F	0	0								

Tableau.III.11 : Résultats des sollicitations de 4^{ème} type de poutrelle.

III- 5.7 Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle la plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

◆ ELU :

$$M_{tu}^{\max} = 8,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 6,228 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{\max} = 13,36 \text{ KN}$$

◆ ELS :

$$M_{tser}^{\max} = 13,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser}^{\max} = 4,506 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage en travée :

$h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $d = 0,9h = 18\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,2\text{MPa}$; $f_c = 400\text{MPa}$;

$f_{c25} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$.

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 8,99 \text{ KN.m} < M_{tab} = 59,072 \text{ KN.m}$$

Alors l'axe neutre est dans la table de compression, la section en « T » est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,99 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,038) = 0,177 \text{ m}$$

$$A_s^t = \frac{M_t^u}{Z \times \sigma_s} = \frac{8,99 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 1,457 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_s^t; A_s^{\min}) = \text{Max}(1,45 \text{ cm}^2; 1,41 \text{ cm}^2) = 1,45 \text{ cm}^2$$

Donc on opte **4HA12** avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage sur appuis :**

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 6,228 \text{ KN.m} < M_{tab} = 59,072 \text{ KN.m}$$

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans résistance donc le calcul se ramène une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{6,228 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,135 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,135}) = 0,1825$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,1825) = 0,166 \text{ m}$$

$$A_s^a = \frac{M_a^u}{Z \times \sigma_s} = \frac{6,228 \times 10^{-3}}{0,166 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_s^a; A_s^{\min}) = \text{Max}(1,07 \text{ cm}^2; 0,21 \text{ cm}^2) = 1,07 \text{ cm}^2$$

Donc on opte **2HA12** avec $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELU :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable

c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 13,36 \text{ KN}$

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ fissuration peu préjudiciable.

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13,36 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,742 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,742 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots$ condition vérifier (pas de cisaillement).

➤ **Au voisinage des appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

• **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 13,36 \text{ KN}$

$$\sigma_b = \frac{13,36 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,1 \times 0,18} = 0,824 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{25}{1,5} = 6,666 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13,36 \times 10^{-3}}{348} = 0,383 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

• **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{13,36 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,1 \times 0,18} = 0,824 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{25}{1,5} = 6,666 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_u^l}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13,36 \times 10^{-3} - \frac{6,228 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18}}{348} = -0,720 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

• **Vérification des contraintes du béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

➤ **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$M_{tser} = 13,36 \text{ KN.m}$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = 65 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 4,52 \times (18 - 4) = -429,2 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en T \bar{e}).

Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$$

$$5y^2 + 287,8y - 1330,4 = 0$$

$$y = 4,30 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul de l'inertie I :**

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

$$I = 14447,53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13,36 \times 10^{-3} \times 0,043}{14447,53 \times 10^{-8}} = 3,97 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3,97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$

➤ **En appuis :**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0$$

$$y = 8,16 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 5093,51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4,506 \times 10^{-3}}{5093,51 \times 10^{-8}} \times 0,0816 = 7,218 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 7,218 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

➤ **Evaluation de la flèche :**

La flèche admissible :

Si $L \leq 500 \dots\dots\dots f_{adm} = L/500$

Si $L > 500 \dots\dots\dots f_{adm} = 0,5 + L/1000$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

* $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

* $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

* $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

Avec :

$h = 20 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; L = 3,70 \text{ m.}$

$\frac{h}{L} = \frac{0,2}{3,70} = 0,054 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots$ la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

Les propriétés de la section :

$A_s = 4,52 \text{ cm}; y = 4,30 \text{ cm}; I = 8193,68 \text{ cm}^4$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,0251$

◇ **Moment d'inertie « I₀ » :**

$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s (v_2 - d')^2 + (b - b_0) h_0 \times [\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2]$; avec $d' = 2 \text{ cm}$ (enrobage).

$V_1 = \frac{1}{B} [(\frac{b_0 \times h^2}{2}) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d]$

$V_2 = h - v_1$

$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_s = 487,8 \text{ cm}^2$

$v_1 = 7,50 \text{ cm} \quad ; \quad v_2 = 12,49 \text{ cm}$

$I_0 = 65765,90 \text{ cm}^4$

◇ **calcul de λ_i et λ_v :**

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

* $\lambda_v = \frac{2 \times \lambda_i}{5} = 0,676$

◇ **calcul de contraintes σ_s :**

σ_s : contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

◇ q_r charge permanentes avant la mise en place de revêtements.

◇ q_{cr} charge permanentes avant la mise en place des cloisons des revêtements.

◇ q_p charge permanentes et d'exploitation.

$$q_{rser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 2,85 = 1,852 \text{ KN/m}$$

$$q_{crser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,26 = 3,419 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G+Q) = 0,65 \times (5,26+1,5) = 4,39 \text{ KN/m}$$

$$M_{rser} = 0,75 \times \frac{q_{rser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{1,852 \times 3,70^2}{8} = 3,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{crser} = 0,75 \times \frac{q_{crser} \times l^2}{8} = 4,388 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 5,63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sr} = 15 \times \frac{M_{rser}(d-y)}{I} = 47,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{scr} = 15 \times \frac{M_{crser}(d-y)}{I} = 62,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser}(d-y)}{I} = 80,08 \text{ MPa}$$

$$\mu_r = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sr} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0251 \times 47,93 + 2,1} = 0,468$$

$$\mu_{cr} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{scr} + f_{t28}} = 0,560$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,637$$

Si : $\mu \leq 0 \longrightarrow \mu = 0$

◇ **calcul d'Eiet E_v :**

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ MPa}$$

◇ **calcul de l'inertie fictive (I_f) :**

$$I_{fir} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_r} = \frac{1,1 \times 65765,90}{1 + 1,69 \times 0,468} = 40394,03 \text{ cm}^4$$

$$I_{ficr} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{cr}} = 34488,21 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 50254,24 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvcr} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{cr}} = 52476,85 \text{ cm}^4$$

◇ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ri} = \frac{M_{rser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fir}} = \frac{3,37 \times 10^3 \times 3,7^2}{10 \times 32164,2 \times 10^6 \times 40394,03 \times 10^{-8}} = 0,000355m$$

$$f_{cri} = \frac{M_{crser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ficr}} = 0,000541m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 0,000476m$$

$$f_{crv} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvcr}} = 0,0000137m$$

$$\Delta f = f_{crv} - f_{ri} + f_{pi} - f_{cri} = 0,00137 - 0,0355 + 0,0476 - 0,0541$$

➔ $\Delta f = 0,0406cm < f_{adm} = 0,74cm$la flèche est vérifié.

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de types rond lisse de nuance

F_eE24 (f_e = 235MPa).

➤ **BEAL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \min (0,9d ; 40cm)$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4MPa \right)$$

➤ **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min} (0,57cm ; 1cm ; 1cm) = 0,57cm$$

On adopte : $\phi_t = 8mm$

Donc :

La section d'armatures transversale sera : **A_t = 2HA8 = 1,01cm².**

➤ **Espacement :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivant :

D'après : **le BEAL 99 modifie 99 :**

$$S_t \leq \min (0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t \times \frac{0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 10^{-4} \times 0,8 \times 400}{0,1 \times (0,837 - 0,3 \times 2,1)} = 88,11 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow S_t \leq 88 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,418 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq A_t \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,418} = \frac{0,57 \times 10^{-4} \times 400}{0,1 \times 0,418} = 54,54 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 12 \text{ cm}$

D'après le **RPA 99 version 2003** :

$$S_t \leq \frac{A_t}{0,003 b_0} = \frac{1,01 \times 10^{-4}}{0,003 \times 0,1} = 33 \text{ cm}$$

$S_t \geq 5 \text{ cm}$Zone nodale.

$S_t \geq 10 \text{ cm}$Zone courante.

Donc :

$$A_t = 2\text{HA8} = 1,01 \text{ cm}^2$$

La zone nodale est 5cm et la zone courante est 10cm, la longueur de la zone nodale :

$$L = 2h = 40 \text{ cm.}$$

➤ Vérification de la jonction table nervure :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{13,36 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,872 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ Ferrailage de la dalle de compression :

a. Armatures perpendiculaires aux nervures :

Selon le BEAL 91 modifié 99(B.6.8, 423)

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ◇ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ◇ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

$$\diamond \text{ Si } L \leq 50 \text{ cm} \longrightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)} \longrightarrow (f_e \text{ en MPa)}$$

$$\diamond \text{ Si } 50 < L \leq 80 \text{ cm} \longrightarrow A_s \geq \frac{4L}{f_e}$$

L : longueur de entre l'axe des nervure (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400\text{MPa}$; $L = 65\text{cm}$

$$50 < L \leq 80\text{cm} \longrightarrow A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2/\text{ml}$$

D'où on opte pour : **6HA5/ml = 1,18cm²**

b. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,325\text{cm}^2/\text{ml}$$

D'où on opte pour : **6HA5/ml = 1,18cm²**

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- ◇ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ◇ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèle aux nervures.

D'où on opte : un treillis soudé **TSØ5(150× 150)**.



CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

IV- 1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts sera conduite par le logiciel Robot millenium.

IV- 2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV- 3 Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres - poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV-4 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G + Q$
- ELA : $G + Q + 1,2E$
- ELA : $G + Q + E$
- ELA : $0,8G \pm E$

IV-5 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I, groupe d'usage 02.

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites à la condition de régularité en plan (forme irrégulière). A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, car cette méthode est utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures ROBOT millenium.

IV-5.1 Méthode dynamique modale spectrale :

A) 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.

B) Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

C) Choix du type de contreventement :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte, le contreventement assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

IV-5.2 Modélisation :

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Le modèle adopté comporte dix niveaux, avec un encastrement à la base. Après une simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 Version 2003.

IV-5.3 Spectre de réponse de calcul : RPA99/V2003 (art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec:

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- T_1, T_2 : Périodes de caractéristiques associées à la catégorie de site. (Tableau 4.7).

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment, d'après le tableau 4.1 corrigé page 116 de **RPA99v2003**.

Dans notre cas on a

Groupe d'usage 2	➔ A = 0,15
Zone sismique : IIa	

➤ **Coefficient de comportement de la structure : "R"** RPA99/V2003 (tableau 4.3)

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

➤ **Facteur de qualité : "Q"** RPA99/V2003 (page 38 et tableau 4.4)

Vu que notre structure est importante, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlés, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

$$Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum_1^5 Pq = 1 + 0,10 = 1,10$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement :**

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

ξ (%) : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de l'importance des remplissages tableau 4.2 page 38 de RPA99v2003.

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (RPA99V2003 tableau 4.2 page 38).

Construction béton armé portique $\rightarrow \xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,882 \geq 0,7$$

$$\eta = 0,882$$

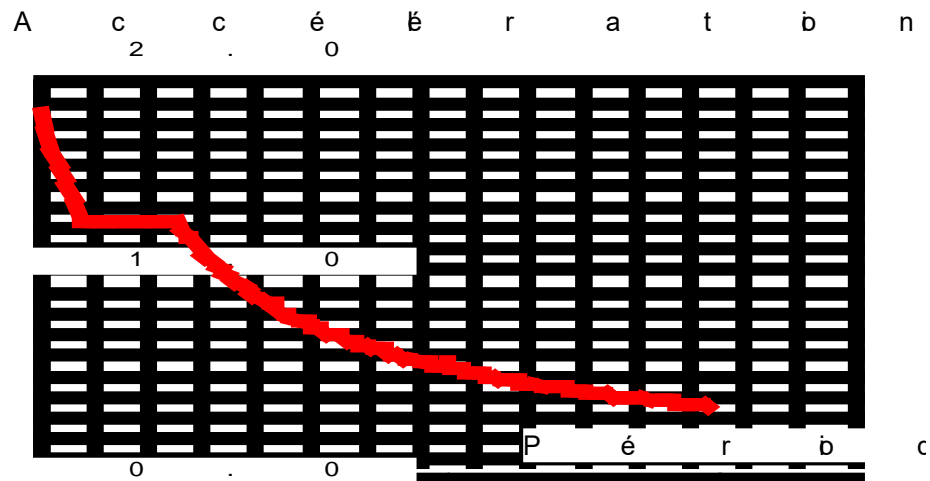


Figure.IV.1: Forme du spectre de réponse élastique normalisé

➤ Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : T_1, T_2

RPA99/V2003 (tableau 4.7) : S3 (site meuble) → $T_1 = 0,15s, T_2 = 0,50s$

A	R	ξ	T_1	T_2	Q
0,15	5	7	0,15	0,50	1,15

Tableau.IV.1 : Résultats des paramètres de la méthode.

IV-6 Calcul de la force sismique totale :

D'après RPA99V2003 Article 4.2.3 page 37, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement sans deux directions orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Formule de RPA99v2003 4.1})$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8V/V_t$.

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A).
- Facteur d'amplification dynamique moyen (D).
- Facteur de qualité des structures (Q).

- Coefficient de comportement de la structure (R).
- Poids total de la structure(W).

➤ **Facteur d’amplification dynamique moyen (D) :**

Fonction de catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) page **45 de RPA99v2003**.

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d’après l’**article 4.2.3**) de l’**RPA99VERSION2003** avec :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}(3,0/T)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec.} \end{cases}$$

On a : $\begin{cases} \eta = 0,882. \\ T_2 = 0,50 \text{ sec.} \end{cases}$

▪ **Période fondamentale de la structure T :**

Si :	La période choisie pour le calcul de la facture D est :
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3 T_{empirique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

Tableau.IV.2 : la période utilisé pour le calcul de D.

- a. 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.
- b. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots (4-6)$$

$$T = 0,09 \times h_N/\sqrt{D} \dots\dots\dots (4.7)$$

$$T = 1,3 \times \text{Min} (C_T \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N/\sqrt{D})$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N) dans notre structure : $h_N = 21,42 \text{ m}$.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA99VERSION2003**, tableau 4-6 page 45.

Dans notre structure : $C_T = 0,050$.

D : étant de dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc on a } \begin{cases} D_x = 17,80\text{m} \\ D_y = 10,40\text{m} \\ h_N = 21,42\text{m} \\ C_T = 0,05 \end{cases}$$

- $T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (21,42)^{0,75} = 0,54 \text{ sec.}$
- Sens (X) : $D_x = 17,80\text{m} \longrightarrow T_x = 0,09 \times h_N / \sqrt{D} = 0,09 \times 21,42 / \sqrt{17,80} = 0,45\text{sec.}$
- Sens (Y) : $D_y = 10,40\text{m} \longrightarrow T_y = 0,09 \times h_N / \sqrt{D} = 0,09 \times 21,42 / \sqrt{10,40} = 0,59\text{sec.}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$T_{sx} = 1,3 \times \min(T=0,54 ; T_x= 0,45) = 1,3 \times 0,45 = \mathbf{0,58\text{sec.}}$$

$$T_{sy} = 1,3 \times \min(T=0,54 ; T_x= 0,59) = 1,3 \times 0,54 = \mathbf{0,70\text{sec.}}$$

➤ Modes de vibration et taux de participation des masses :

D'après RPA99/V2003 (art 4.3.4) le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Les résultats obtenus pour les 10 modes de vibration sont illustrés dans le tableau ci-après.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX;UY [kg]
1	0.62	0.00	70.90	0.00	70.90	1338514.25
2	0.48	69.68	70.90	69.68	0.00	1338514.25
3	0.37	72.50	70.90	2.82	0.00	1338514.25
4	0.17	72.50	86.27	0.00	15.36	1338514.25
5	0.14	87.79	86.27	15.29	0.00	1338514.25
6	0.10	88.01	86.27	0.22	0.00	1338514.25
7	0.10	88.02	86.27	0.01	0.00	1338514.25
8	0.80	88.02	86.31	0.00	0.04	1338514.25
9	0.80	88.10	86.32	0.08	0.01	1338514.25

10	0.80	88.10	92.15	0.00	5.83	1338514.25
----	------	-------	-------	------	------	------------

Tableau.IV.3: Période et facteurs de participation modale de la structure.

(Résultats Robot 2014).

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on a :

La participation modale de la première mode suivant la direction Y est prépondérante ($U_y = 70.90\%$). Ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction X ($U_x = 69.68\%$).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du **RPA99V2003** majorée de 30%.

Selon X : $T_x = 0,48 \text{ sec} < T_{sx} = 0,58 \text{ sec}$ vérifier donc on prend $T = 1,3 T_{empirique} = 0,58 \text{ sec}$.

Selon Y : $T_y = 0,62 \text{ sec} < T_{sy} = 0,70 \text{ sec}$ vérifier donc on prend $T = 1,3 T_{empirique} = 0,70 \text{ sec}$.

La structure est souple.

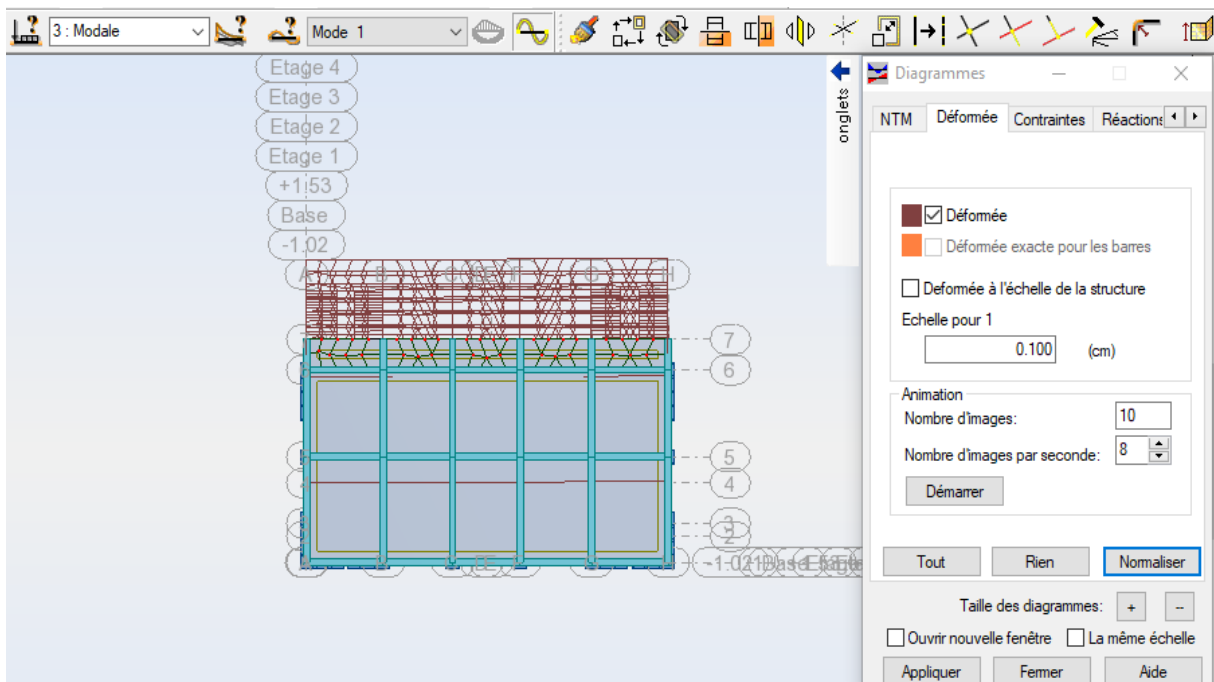


Figure.IV.2: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).

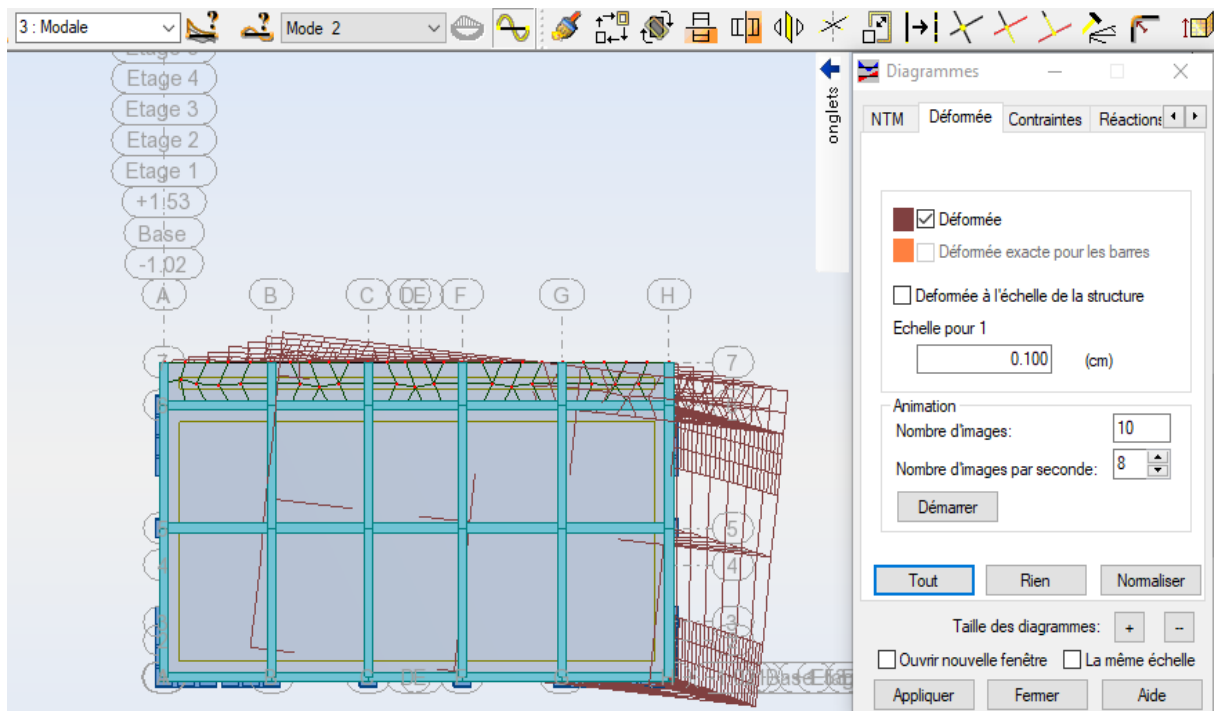


Figure.IV.3: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).

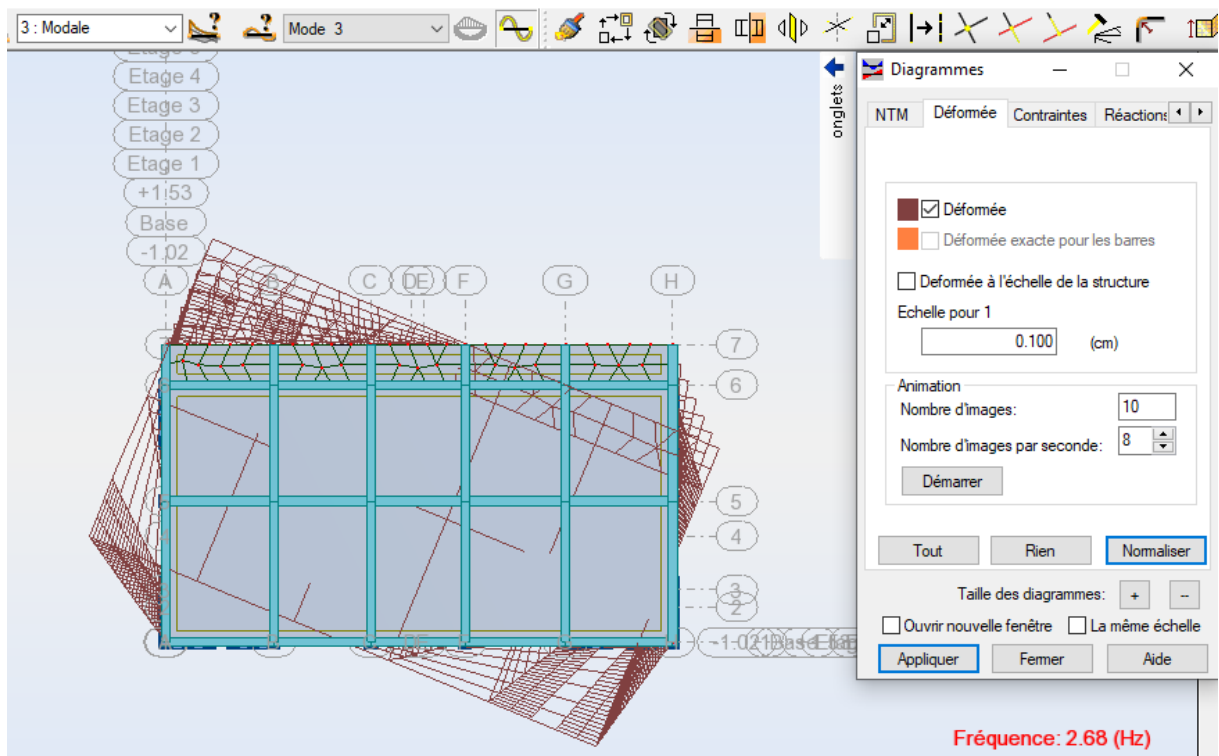


Figure.IV.4 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des lères vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si ($V_t < 0,8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

➤ **Calcul de l'effort sismique par la méthode statique équivalente :**

D'après le RPA99/V2003 (art 4.2.3), la force sismique totale V_t appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales

orthogonales selon la formule : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen : D**

Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ξ .

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3.0 s \end{cases}$$

$0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow D = 2,5\eta$

$T_2 \leq T_y \leq 3.0s \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$T_x = 0,48 s \rightarrow D = 2,205$

$T_y = 0,62s \rightarrow D = 1,910$

A	D		Q	R	W (KN)
	Dx	Dy			
0,15	2,205	1,910	1,15	5	13385,14

Tableau.IV.4: paramètre de méthode statique équivalente.

$$\text{Sens (X)} : V_{\text{stx}} = \frac{0,15 \times 2,205 \times 1,15}{5} \times 13385,14 = 1018,24 \text{ KN}$$

$$\text{Sens (Y)} : V_{\text{sty}} = \frac{0,15 \times 1,91 \times 1,15}{5} \times 13385,14 = 882,01 \text{ KN}$$

$$\text{Sens (X)} : 0,8V_{\text{stx}} = 0,8 \times 1018,24 = 814,592 \text{ KN}$$

$$\text{Sens (Y)} : 0,8V_{\text{sty}} = 0,8 \times 882,01 = 441,001 \text{ KN}$$

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

Force sismiques	V statique (KN)	0,8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens X-X	1018,24	814,592	871,66	Vérifié
Sens Y-Y	882,01	441,001	655,01	Vérifié

Tableau.IV.5: Vérification de la résultante sismique.

IV-7 Centre de masse et Centre de torsion :

A) Centre de masse :

✓ Définition :

Le centre de masse d'un niveau considéré est définie mathématiquement par le barycentre des masse, il est défini aussi physiquement comme étant le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs. Son coordonnées sont données par rapport à un repère (xoy) à un niveau global de la structure par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} ; Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

X_G : abscisse du centre des masses d'un niveau j par rapport à (o) ;

Y_G : ordonnée du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o ;

x_i : abscisse du centre géomètre de la masse M_i par rapport à o ;

y_i : ordonnée du centre géomètre de la masse M_i par rapport à o ;

M_i : la masse N° i pris en considération.

B) Centre de torsion :

✓ Calcul de la rigidité :

Soit C le centre de torsion :

$$X_c = \frac{\sum R_j^l x_i}{\sum R_j^l} ; Y_c = \frac{\sum R_j^l y_i}{\sum R_j^l}$$

$$R_j^l = \sum \frac{12EI_y}{h_j^3} ; R_j^t = \sum \frac{12EI_x}{h_j^3}$$

$R_j^{x,y}$: La rigidité relative de niveau « j ».

$I_{x,y}$: L'inertie de la section de l'élément suivant le sens considéré.

h_e : La hauteur d'étage.

E : Module de Young longitudinal du béton armé, $E = 32\,164,20 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$

C) Calcul du centre de masse du bâtiment :

Niveaux	X_i	Y_i	Z_i
RDC	8.69	4.89	2.14
Etage1	8.70	5.04	5.35
Etage2	8.70	5.04	8.41
Etage3	8.70	5.04	11.47
Etage4	8.70	5.04	14.53
Etage5	8.70	5.04	17.59
Etage 6	8.70	5.24	20.70

Tableau IV.6 Centre de masse de chaque niveau.**D) Calcul du centre de torsion du bâtiment :**

Niveaux	X_i	Y_i	Z_i
RDC	4.20	8.72	2.14
Etage1	4.22	8.72	5.35
Etage2	4.22	8.72	8.41
Etage3	4.22	8.72	11.47
Etage4	4.22	8.72	14.53
Etage5	4.22	8.72	17.59
Etage 6	4.43	8.72	20.70

Tableau IV.7 Centre de torsion de chaque niveau.**V- 8 Vérification des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{art 4.4.3})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement. ($R = 5$)

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k \leq 1\%h_e$

h_e : Hauteur de l'étage.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
Max	2.14	1.251	0.293	0.001	0.002	0.001
Nœud	2660	1150	2444	1229	2516	1090
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Min	0	-0.041	-0.452	-0.001	-0.001	0
Nœud	592	1171	1321	513	2636	1169
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)

Tableau.IV.8 Déplacements correspond à la combinaison des charges (G+Q+VX).

D'après les résultats ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs maximums desniveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{kmax} = 2,14 < 0,01h_e = 3,06 \text{ cm}$$

VI-9 Conclusion :

L'étude dynamique c'est l'étude le plus important dans la conception des structures car il s'impose pour définir le comportement de la structure dans le cas du séisme, cette étude nous amènes à limiter les dégâts des éléments structuraux selon **les règles parasismique algériennes RPA 99/ version 2003**, la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous les types de structure, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes, notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.



CHAPITRE V :
CALCUL DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V- 1 Etude des poteaux :

V- 1.1 Introduction :

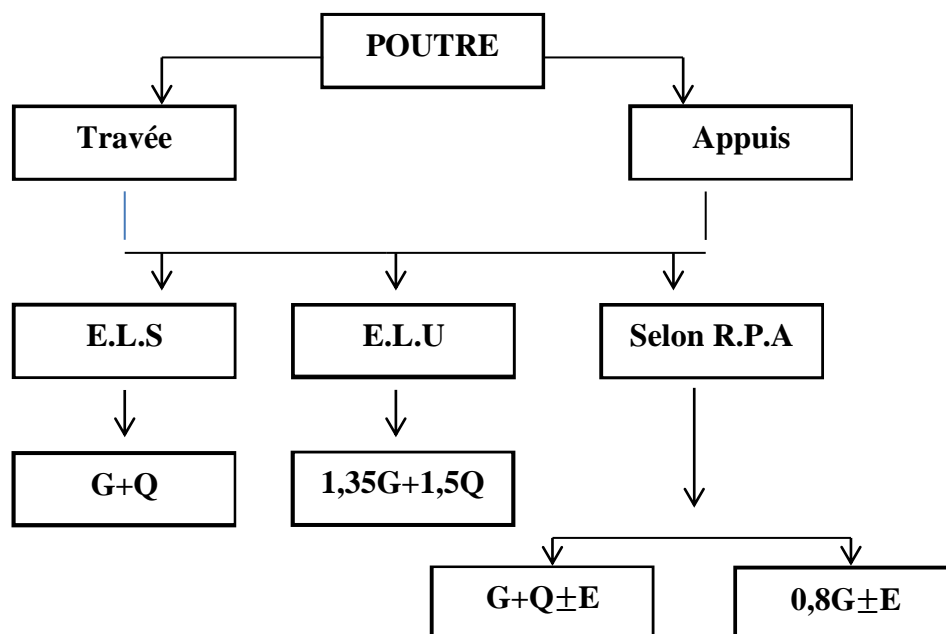
Notre structure tridimensionnel composé par des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des force verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l’outil informatique à travers le logiciel d’analyse des structure Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul, selon le règlement **BAEL.91 modifie 99, C.B.A.93** et les **règle parasismiques algériennes RPA99/VERSION 2003**, pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V- 1.2 Etude de ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux, les poutres seront calculées en flexion simple d’après les règlements du **BAEL.91 modifie 99, C.B.A.93** et les **règle parasismiques algériennes RPA99/VERSION 2003**.

V- 1.3 Combinaison de ferrailage de poutre :



Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison ELS.

V- 1.4 L'étude des poutres principales :

On va prendre les moments max de la structure pour chaque combinaison et on calcule le ferrailage des poutres.

➤ Armatures longitudinales (RPA99V2003) :

- ◆ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- ◆ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ◆ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - $40\varnothing$: En zone I et IIa.
 - $50\varnothing$: En zone IIb et III.
- ◆ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

➤ Armatures transversales :

- ◆ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.S.b$
- ◆ L'espace maximum entre les armatures comprimées sont nécessaires est :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\varnothing)$$
 - ◆ En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2$.
 - ◆ Les 1^{ère} armatures transversales doivent être disposées a (5cm) au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

➤ Vérification de la contrainte tangente :

Les règles CBA considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale comme étant :

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

τ_u : doit vérifier la condition :

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

$$f_{c28} = 25MPa$$

V_u : effort tranchant à l'ELU.

b : largeur de la poutre ou le poteau.

d : hauteur utile.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après CBA 93, on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

h, b_0, d : les dimensions de la poutre.

A_s : section d'armature.

M_t : moment maximal en travée.

M_0 : moment isostatique.

➤ **Caractéristique des matériaux :**

Le tableau suivant récapitule les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurité correspondants :

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bc}(\text{MPa})$	$f_c(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation normale	1,5	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

Tableau.V.1: Caractéristique des matériaux.

V- 1.5 Ferrailage de la poutre principale (30*40) cm² :

V- 1.5.1 Ferrailage longitudinal :

On: $b = 30$ cm; $h = 40$ cm; $d = 0,9h = 36$ cm; $\sigma_s = 348$ MPa; $f_{bc} = 14,2$ MPa; $f_{t28} = 2,1$ MPa

$\sigma_s = 400$ MPa; $f_{bc} = 18,48$ MPa.

a. Combinaison des charges :

Combinaison	$M_{t \max}(\text{KN.m})$	$M_a \max(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
ELU	57,76	-93,34	115,29
ELS	42,19	-67,71	/
ACC	82,73	-123,37	

Tableau.V.2: Combinaison de calcul de la poutre principale.

b. E.L.U :**➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{57,76 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,104 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,104}) = 0,138$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,138) = 0,340 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{57,76 \times 10^{-3}}{0,34 \times 348} = 4,87 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{93,34 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,169$$

$$\mu = 0,169 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,169 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,169}) = 0,232$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,232) = 0,326 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{93,34 \times 10^{-3}}{0,326 \times 348} = 8,94 \text{ cm}^2$$

c. ACC :**➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{82,73 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} = 0,115 ; \text{ avec: } f_{bc} = \frac{25 \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,115 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,115 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,115}) = 0,153$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,153) = 0,337 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{82,73 \times 10^{-3}}{0,337 \times 400} = 6,13 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{123,37 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} = 0,171 ; \text{ avec: } f_{bc} = \frac{25 \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0,171 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,171 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,171}) = 0,237$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,237) = 0,325 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{123,37 \times 10^{-3}}{0,325 \times 400} = 9,46 \text{ cm}^2$$

Finalement : $A_{st} = \max(4,87; 6,13) = 6,13 \text{ cm}^2$

On adopte en travée : **6HA14 = 9,23 cm²**

A_{sapp} : $\max(8,94; 9,46) = 9,46 \text{ cm}^2$

On adopté en appui : **8HA14 = 12,31 cm²**

V- 1.5.2 Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$

V- 1.5.3 Condition du RPA 99/version 2003 :

$A_{sminRPA} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Section (cm ²)	Travée	Ascalulé	A _{smin}	A _{smin}	A _{sadopté}	Appuis	Ascalulé	A _{smin}	A _{smin}	A _{sadopté}
		(cm ²)	RPA (cm ²)	Beal (cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	RPA (cm ²)	Beal (cm ²)	(cm ²)
30×40		6,13	6	1,3	6,13		9,46	6	1,3	9,46

Tableau.V.3 : les armatures adoptées.

On adopte en travée : **6HA14 = 9,23 cm²**

On adopté en appui : **8HA14 = 12,31 cm²**

Donc on choisit : **6HA14+8HA14 = 21,54cm²**.

V- 1.5.4 Vérification à ELS :**➤ En travée :**

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s + d'A_{s'})}{7,5(A_s + A_{s'})^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{9,23}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(36 \times 9,23)}{7,5(9,23)^2}} - 1 \right] = \mathbf{14,18 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 14,18^3}{3} + 15[9,23(36 - 14,18)^2] = \mathbf{94429,82 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{42,19 \times 10^{-3} \times 14,18 \times 10^{-2}}{94429,82 \times 10^{-8}} = \mathbf{6,33 \text{ MPa}}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{42,19 \times 10^{-3}}{94429,82 \times 10^{-8}} (0,36 - 0,1418) = 146,23 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 146,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

➤ En appuis :

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s + d'A_{s'})}{7,5(A_s + A_{s'})^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{12,31}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(36 \times 12,31)}{7,5(12,31)^2}} - 1 \right] = \mathbf{15,77 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 15,77^3}{3} + 15[12,31(36 - 15,77)^2] = \mathbf{114787,41 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{67,71 \times 10^{-3} \times 15,77 \times 10^{-2}}{114787,41 \times 10^{-8}} = \mathbf{9,302 \text{ MPa}}$$

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

$$\sigma_{bc} = 9,302 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{67,71 \times 10^{-3}}{114787,41 \times 10^{-8}} (0,36 - 0,1577) = 178,99 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq f_c = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 178,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V- 1.5.5 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{115,29 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 1,06 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Le pourcentage maximal des aciers :

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{\max}$	$A_s < A_{\max}$
$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
$A_s = 9,23 \text{ cm} < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$	$A_s = 9,23 \text{ cm} < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Tableau.V.4 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en travée.

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{\max}$	$A_s < A_{\max}$
$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
$A_s = 12,31 \text{ cm} < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$	$A_s = 12,31 \text{ cm} < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Tableau.V.5 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis.

V- 1.5.6 Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \varnothing_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (1,14 ; 1,40 ; 3,0)$$

$$= 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \varnothing_t = \varnothing 8 \longrightarrow A_t = 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le BAEL91 :

L'espace minimal des cadres est donné par la formule suivant :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 36; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(32,4 \text{ cm}; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 32,4 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Espacement exigé par le RPA 99/version 2003 :**

☒ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min(10; 16,8; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 10 \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

☒ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prend : } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement:**

$$L = 40\phi \longrightarrow L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de la zone nodale :**

$$L = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99/VERSION 2003}$$

➤ **La section minimale des aciers transversaux est :**

☒ **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \longrightarrow 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

On prend

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01\text{cm}^2 \longrightarrow \text{dans les deux zones.}$$

V- 1.5.7 Vérification de la flèche :

$$\blacklozenge \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{40}{485} = 0,082 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\blacklozenge \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{9,23}{30 \times 36} = 0,0085 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\blacklozenge \frac{h}{L} \geq \frac{0,75 M_0}{10 M_0} \longrightarrow \frac{40}{485} = 0,082 > \frac{0,75}{10} = 0,075 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

V- 1.6 L'étude des poutres secondaire :

Avec les mêmes étapes des calculs pour les poutres principales on faites pour les poutres secondaires.

V- 1.7 Ferrailage de la poutre secondaire (30*35) cm² :**V- 1.7.1. Ferrailage longitudinal :**

On: b = 30 cm; h = 35 cm; d = 0,9h = 31,5 cm; $\sigma_s = 348$ MPa; $f_{bc} = 14,2$ MPa; $f_{t28} = 2,1$ MPa

a. Combinaison des charges :

Combinaison	$M_{t \max}$ (KN.m)	$M_a \max$ (KN.m)	T_{\max} (KN)
ELU	30,18	-50,15	72,38
ELS	21,83	-36,29	/
ACC	95,84	-96,4	

Tableau.V.6: Combinaison de calcul de la poutre secondaire.

b. E.L.U :**➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{30,18 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,2} = 0,071$$

$$\mu = 0,071 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,086 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) = 0,092$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,092) = 0,303 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{30,18 \times 10^{-3}}{0,343 \times 348} = 2,85 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50,15 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,2} = 0,118$$

$$\mu = 0,118 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,118 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,118}) = 0,158$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,158) = 0,295 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{50,15 \times 10^{-3}}{0,295 \times 348} = 4,88 \text{ cm}^2$$

c. ACC :**➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{95,84 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 18,48} = 0,174 ; \text{ avec: } f_{bc} = \frac{25 \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,174 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,174 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,174}) = 0,240$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,24) = 0,284 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{95,84 \times 10^{-3}}{0,284 \times 400} = 8,41 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{96,4 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 18,48} = 0,175 ; \text{ avec: } f_{bc} = \frac{25 \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,175 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,175 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,175}) = 0,242$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,242) = 0,284 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{96,4 \times 10^{-3}}{0,284 \times 400} = 8,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Finalement : } A_{st} = \max(2,85; 8,41) = 8,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte en travée : } \mathbf{6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2}$$

$$A_{sapp} : \max(4,88; 8,47) = 8,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopté en appui : } \mathbf{6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2}$$

V- 1.7.2 Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

V- 1.7.3 Condition du RPA 99/version 2003 :

$$A_{sminRPA} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 35 = 5,4 \text{ cm}^2.$$

Section	Travée	Ascalulé (cm ²)	A _{smin} RPA (cm ²)	A _{smin} Beal (cm ²)	A _{sadopté} (cm ²)	Appuis	Ascalulé (cm ²)	A _{smin} RPA (cm ²)	A _{smin} Beal (cm ²)	A _{sadopté} (cm ²)
30×35		8,41	5,4	1,14	8,41		8,47	5,4	1,14	8,47

Tableau.V.7: les armatures adoptées.

On adopte en travée : $6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2$

On adopté en appui : $6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2$

Donc on choisit : $6HA14+6HA14 = 18,48 \text{ cm}^2$

V- 1.7.4 Vérification à ELS :

➤ En travée :

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s + d'A_{s'})}{7,5(A_s + A_{s'})^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{9,24}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(31,5 \times 9,24)}{7,5(9,24)^2}} - 1 \right] = 13,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 13,05^3}{3} + 15[9,24(31,5 - 13,05)^2] = 69404,26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{21,83 \times 10^{-3} \times 13,05 \times 10^{-2}}{98862,39 \times 10^{-8}} = 4,1 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,1 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{21,83 \times 10^{-3}}{69404,26 \times 10^{-8}} (0,315 - 0,1305) = 87,047 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = 87,04 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En appuis :

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s + d'A_{s'})}{7,5(A_s + A_{s'})^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{9,24}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(31,5 \times 9,24)}{7,5(9,24)^2}} - 1 \right] = 13,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 13,05^3}{3} + 15[9,24(31,5 - 13,05)^2] = 69404,26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{36,29 \times 10^{-3} \times 13,05 \times 10^{-2}}{69404,26 \times 10^{-8}} = 7,79 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,79 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{36,29 \times 10^{-3}}{69404,26 \times 10^{-8}} (0,315 - 0,1305) = 144,71 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = 144,71 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V- 1.7.5 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{72,38 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,765 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,765 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Le pourcentage maximal des aciers :

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{max}$	$A_s < A_{max}$
$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$	$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
$A_s = 9,24 \text{ cm} < A_{max} = 63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$	$A_s = 9,24 \text{ cm} < A_{max} = 42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Tableau.V.8 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en travée.

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{max}$	$A_s < A_{max}$
$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$	$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
$A_s = 9,24 \text{ cm} < A_{max} = 63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$	$A_s = 9,24 \text{ cm} < A_{max} = 42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Tableau.V.9 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis.

V- 1.7.6 Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \varnothing_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (1 ; 1,40 ; 3)$$

$$= 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \varnothing_t = \varnothing 8 \quad \longrightarrow \quad A_t = 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le BAEL91 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivant :

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 31,5 ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (28,35\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 28,35 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Espacement exigé par le RPA 99/version 2003 :**

☒ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm} \right) \longrightarrow S_t \leq \min(8,75 ; 16,8; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 8,75 \longrightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

☒ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prend: } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement:**

$$L = 40\phi \longrightarrow L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de la zone nodale :**

$$L = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99/VERSION 2003.}$$

➤ **La section minimale des aciers transversaux est :**

☒ **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \longrightarrow 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72$$

On prend

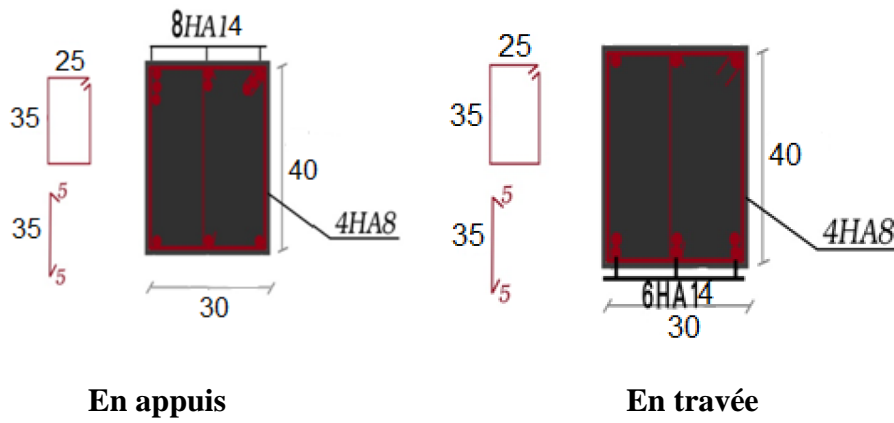
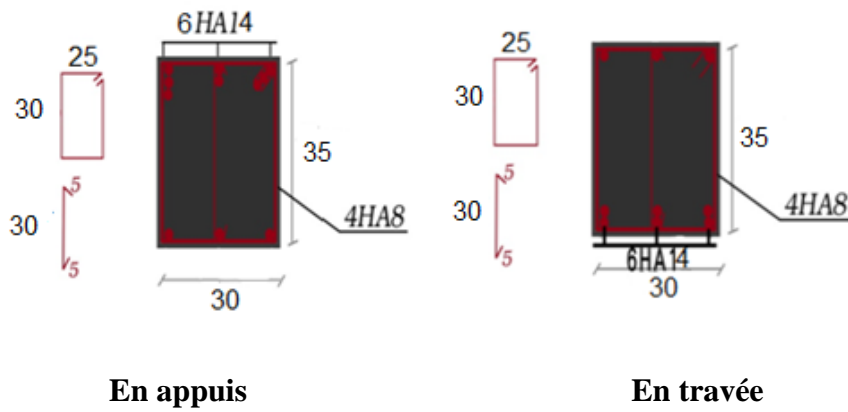
$$A_t = 4\phi 8 = 2,01\text{cm}^2 \longrightarrow \text{dans les deux zones.}$$

V- 1.7.7 Vérification de la flèche :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{370} = 0,094 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\diamond \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{9,24}{30 \times 31,5} = 0,0097 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{0,75 M_0}{10 M_0} \longrightarrow \frac{35}{370} = 0,094 \geq \frac{0,75}{10} = 0,075 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

V- 1.8 Schéma de ferrailage des poutres :**Figure.V.1 :** Ferrailage de la poutre principale (30x40).**Figure.V.2 :** Ferrailage de la poutre secondaire (30x35).

V- 2 Etude des poteaux :

V- 2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données de l'Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 :

- 1,35G+1,5Q
 - G+Q
 - G+Q+E
 - G+Q-E
 - 0,8G+E
 - 0,8G-E
- RPA 99 (Article 5.2)

Pour le ferrailage des poteaux de notre structure on utilise deux méthodes ; la 1^{ère} méthodes on utilise la flexion composée avec les formules classiques et calcul manuel pour un exemple, après on utilise 2^{ème} méthodes avec flexion composée déviée avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, et EXPERT 2010.**

V- 2.2 Recommandation du RPA99 VERSION 2003 [Article 7.4.2.1] :

➤ Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0,8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courant).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- $\varnothing_{\min} = 12$ mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (en zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de Poteau.

h_e : hauteur d'étage.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99 version 2003** sont apportées dans le tableau :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{Smin} RPA (cm ²)	A _{Smax} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 ^{ère} 6 ^{ème} Etages	30×35	8,4	42	63

Tableau.V.10 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

➤ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\varnothing_1, 15\text{cm}) \longrightarrow$ En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\varnothing_1 \longrightarrow$ En zone IIa.

Ou : \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \text{ En \% est donnée comme suit :}$$

- $A_t^{min} = 0,3\%(t.b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{min} = 0,8\%(t.b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpolé entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets 135° ayant une longueur droite de $10\varnothing_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

✓ **1^{ère} Méthodes :**

➤ **BAEL 91 modifié 99 :**

Les sections soumises à un effort de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$, avec :

e_1 : excentricité dite de premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_s} \right)$$

ϕ = Généralement égale à 2.

l_f = longueur de flambement $l_f = 0,7 \times L_0$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

N_{\max} —————→ $M_{\text{correspondant}}$.

N_{\min} —————→ $M_{\text{correspondant}}$.

M_{\max} —————→ $N_{\text{correspondant}}$.

➤ Une section soumise à la flexion composée peut être :

Section partiellement Comprimée (SPC)	Section partiellement Comprimée (SEC)	Section partiellement Tendue (SET)
-Effort normal étant un effort de compression ; le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. -Effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$	-Si la centre de pression est à l'intérieur du noyau central ($e < h/6$) de la section totale rendue homogène.	-Si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux

Tableau.V.11: la flexion composée.

V- 2.3 L'étude des poteaux 30×35 cm²:

➤ Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	combi	0.8G+E	ELU	G+Q+E
RDC+1 ^{ère}6 ^{ème} Etages	$N(KN)$	-82,46	-139,99	-108,66
	$M_y(KNm)$	15,317	2,092	1,14
	$M_z(KNm)$	6,922	0,643	4,091
	$V(KN)$		44,5	

Tableau.V.12: Sollicitations dans les poteaux suivant la combinaison plus sollicitée

➤ Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisonsismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$r \leq \bar{r} = \rho_d f_{c28}$$

r : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique. $r = V/bd$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

a, b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7l_o$

Niveaux	Poteaux	V (KN)	τ (Mpa)	λg	ρd	τ_{adm} (Mpa)	Condition
RDC+1 ^{er} 6 ^{eme} Etages	(30x35)	44,5	0,47	6,12	0,075	1,875	V

Tableau .V.13 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

V- 2.4 Ferrailage des poteaux (calcul manuel):

➤ **Ferrailage des poteaux 30x35 cm² :**

$h=35\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=0.9h = 0.9 \times 60 = 31,5\text{cm}$; $\sigma_s = 348\text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$

➤ **L'enrobage c :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \geq \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3,5\text{ cm et } c_0 \geq 1\text{ cm}$$

on prend: $\phi = 3,5\text{ cm}$ et $c_0 = 1\text{ cm}$

$$c \geq 1 + \frac{3,5}{2} = 2,75\text{ cm} \rightarrow c = 3\text{ cm}$$

➤ **Excentricité e :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,092}{139,99} = 0,014\text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} \rightarrow e_a = \max (2\text{cm}, \frac{306}{250} = 1,224) \rightarrow e_a = 0,02\text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_s} \right) \rightarrow \alpha = 0,948$$

ϕ = Généralement égale à 2.

L_f = longueur de flambement $L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m}$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \phi) \rightarrow e_2 = \frac{3 \times (2,14^2)}{10^4 \times 0,35} \times (2 + 0,948 \times 2) = 0,015\text{m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

Donc : $0,014 + 0,02 + 0,015 = 0,05\text{m}$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,35}{2} - 3 = 0,14\text{ m} > e_0 = 0,05\text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_0 + \frac{h}{2} - c = (0,05 + 0,14) = 0,18\text{ m}$$

➤ **Moment fictive M_{uf} :**

$$M_{ufictif} = N_u \times e = 139,99 \times 0,176 = 26,6\text{ KN. m}$$

$$N_u(d - c) - M_{uf} = 139,99 \times (0,315 - 0,03) - 26,6 = 13,3\text{ KN. m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) \times b \times h^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,03}{0,35} \right) \times 0,3 \times 0,35^2 \times 14,2$$

$$= 139,63$$

$$N_u(d - c) - M_{uf} < \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) \times b \times h^2 \times \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Donc : Le centre de pression se trouve en dehors de la section donc elle est partiellement comprimée (S.P.C), le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

V- 2.4.1 Ferrailage longitudinal :

On calcul les armatures d'une section soumise à la flexion simple sous M_{ufictif}

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,6 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 18,48} = 0,062$$

$$\mu = 0,062 > 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,062 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,062}) = 0,08$$

$$A_{\text{s fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,08 \times 0,3 \times 0,315 \times 14,2}{400} = 0,134 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Donc, la section réelle tendue :

$$A_s = A_{\text{s fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,134 \times 10^{-3} - \frac{139,99 \times 10^{-3}}{400} = -2,16 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

V- 2.4.2 Condition de non fragilité :**➤ Selon BEAL 91 :**

$$A_{\text{smin}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{\text{smin}} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} = 3,62 \text{ cm}^2$$

➤ Selon RPA99/V2003 :

$$A_{\text{smin}} \geq 0,8\% \times b \times h \longrightarrow A_{\text{smin}} \geq 0,8\% \times 30 \times 35 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smax}} = \max(-2,16 ; 3,62 ; 8,4) = A_{\text{smax}} = 8,4 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 8,4 \text{ cm}^2$ ont adopté $A_s = 6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$.

Poteau (cm ²)	e _r (cm)	Section	A _s fictif (cm ²)	A _s réelle (cm ²)	A _s adopté (cm ²)
30×35	18	partiellement comprimée	1,34	-2,16	9,23

Tableau.V.14: ferrailage des armatures longitudinales.

Les Calcul précédents sont quelle que exemple pour le calcul manuel.

✓ On utilise la 2^{eme} méthode ferrailage des poteaux par les logiciels :**V- 2.5 Les sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections	Sollicitation Et combinaisons					
		N (KN)		M _y (KN.m)		M _z (KN.m)	
		ELU	ACC	ELU	ACC	ELU	ACC
RDC+1 ^{er}6 ^{eme} Etages	30×35 (cm ²)	1134,64	853,14	16,07	25,85	23,77	43,75

Tableau.V.15: Sollicitation et combinaisons les plus défavorables.

V- 2.6 Ferrailage des poteaux (calcul logiciel):

V- 2.6.1 Armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le logiciel **EXPERT 2010**, et **RPA99/Version 2003 en zone IIa**.

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**, les résultats des ferrailages pour les poteaux sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	A _{scal} (EXPERT) (cm ²)	A _{scal} (EXPERT) (cm ²)	A _{smax} (EXPERT) (cm ²)
		ELU	ACC	
RDC+1 ^{ér}6 ^{ème} Etages	30×35	2,60	5,30	5,30

Tableau.V.16: les sections calculé par EXPERT.

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} (RPA cm ²)	A _{smax} EXPERT (cm ²)	A _{smax} (cm ²)	A _{sadopté} (cm ²)
RDC+1 ^{ér}6 ^{ème} Etages	30×35	8,4	5,30	8,4	6HA14 = 9,23

Tableau.V.17: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

A_{smin} = 0,3%×b×h ———>Zone courante.

A_{smin} = 0,6%×b×h ———>Zone de recouvrement.

Section (cm ²)	Zone courante (cm ²)	Zone de recouvrement (cm ²)
30×35	3,15	6,3

Tableau.V.18 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux.

V- 2.6.2 Les armatures transversales :

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0,7l_0$$

☒ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi_{lmin}; 15\text{cm})$$

☒ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_{lmin}$$

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{min} = 0,3\%(t.b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{min} = 0,8\%(t.b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpolé entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_g = 5 &\rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g = 3,75 &\rightarrow x \\ \lambda_g = 3 &\rightarrow 0,8\% \end{aligned} \right\}$$

$$3 < \lambda_g < 5: A_{tmin} = \frac{A_t}{t \times b}$$

☒ Zone nodale :

$$A_t = A_{tmin} \times S_t \times b$$

☒ Zone courante :

$$A_t = A_{tmin} \times S_t \times b$$

Niveaux	Section (cm ²)	Ø _{lmax} (cm)	l _f (cm)	λ _g	S _t zone nodale	S _t zone courante	A _t %	A _{tmin} (cm ²) nodal	A _{tmin} (cm ²) courante	Barres nodal	Barres courante
RDC+1 ^{ér}6 ^{ème} Etages	30×50	1,4	214	6,12	10	15	0,925	1,35	2,025	4HA8	4HA10

Tableau.V.19: Les armatures transversales dans les poteaux.

Conformément aux règles du **RPA99/Version2003** et au **BEAUL91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieure au tiers maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_{tmax})$$

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_{tmax} \longrightarrow \frac{14}{3} = 4,66\text{mm Condition vérifiée.}$$

V- 2.7 Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le **CBA93 (art B.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normale ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ.

A_s : Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ &0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{aligned} \right.$$

L_f = 0,7 × l₀ (longueur de flambement)

i = $\sqrt{\frac{I}{B}}$ (Rayon de gyration).

λ = $\frac{l_f}{i}$

B_r = (a-2) × (b-2) ➔ (section réduite).

Niveaux	Section	l ₀	l _f	i	λ	α	A _s	B _r	N _u	N _{umax}
---------	---------	----------------	----------------	---	---	---	----------------	----------------	----------------	-------------------

	(cm ²)	(m)	(m)	(cm)			(cm ²)	(cm ²)	(KN)	(KN)
RDC+1 ^{ér}6 ^{ème} Etages	30×35	3,06	2,142	10,77	19,88	0,8	9,23	924	1689,9	1134,6

Tableau.V.20: Vérification de l'effort normale ultime.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{max} < N_u$ **—————>** **Condition vérifiée.**

V- 2.8 Vérification de l'effort tranchant :

➤ **Selon BAEL :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$

➤ **Selon RPA99/V2003**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_\alpha \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_\alpha = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_\alpha = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _α	d (cm)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ BAEL (MPa)	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	Observation
RDC+1 ^{ér}6 ^{ème} Etages	30×35	214,2	6,12	0,075	31,5	44,5	0,47	3,33	1,875	Vérifiée

Tableau.V.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **BEAL91** et **RPA99/Version 2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

➤ **Disposition constructive des poteaux :**

✓ **Longueur des crochets :**

$$L = 10\varnothing_t = 10 \times 14 = 140\text{mm} = 14 \text{ cm.}$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA99/V2003 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de : 40 ∅ en zone II

$$\varnothing = 14\text{mm} \longrightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56\text{cm.}$$

✓ **Longueur de la zone nodale :**

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99/v2003.}$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6} = 51 ; 30 ; 35 ; 60 \right) \text{ cm}$$

$$h' = 60\text{cm.}$$

Donc on prend pour tous les étages **h' = 60 cm.**

V- 2.9 Schéma de ferrailage de poteaux :

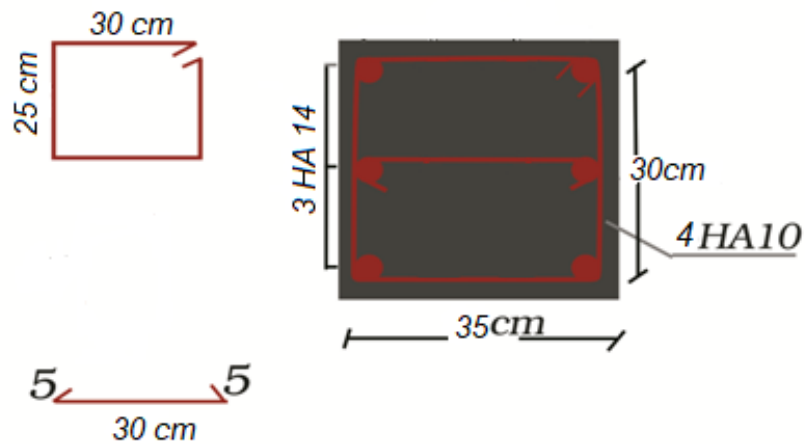


Figure.V.3: Ferrailage de poteau (30×35).

V- 3 Etude des voiles:

V- 3.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux, le ferrailage des voiles s'effectuera selon le **règlement BAEL91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RP9/VERSION2003**, sous l'action horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant, les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moments fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles consiste à la détermination de trois dispositions du ferrailage, qui sont :

- Acier verticaux.
- Acier horizontaux.

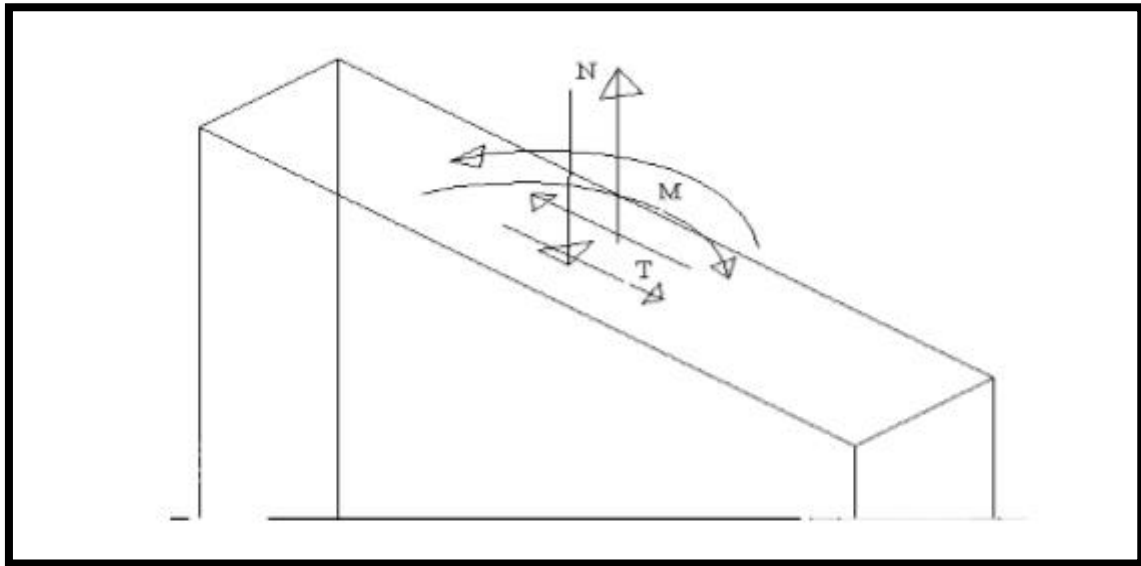


Figure.V.4 : Voile soumis à la flexion composée.

V- 3.2 Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

y : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie,

- **Remarque :**

Si σ_1 et σ_2 sont du signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_1 et σ_2 sont du signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_1 et σ_2 sont du signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

- **Section partiellement comprimée (tendue) :**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu μ en utilisant les triangles semblables :

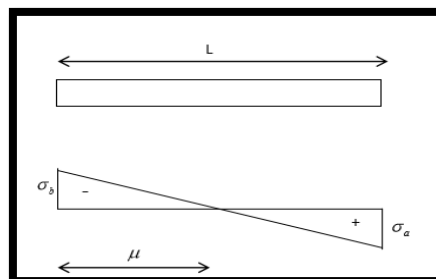


Figure.V.5 : Section partiellement comprimée.

$$T_{\text{ang}\alpha} = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{\sigma_b}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b)/2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \left[\frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \right]$$

- **Section entièrement tendue :**

Dans ce cas on a deux contraintes de traction longueur tendue μ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = 0,5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = T / \left[\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$

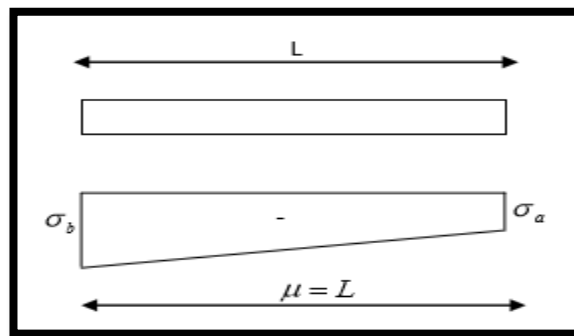


Figure.V.6 : Section entièrement tendue.

- **Section entièrement comprimée :**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

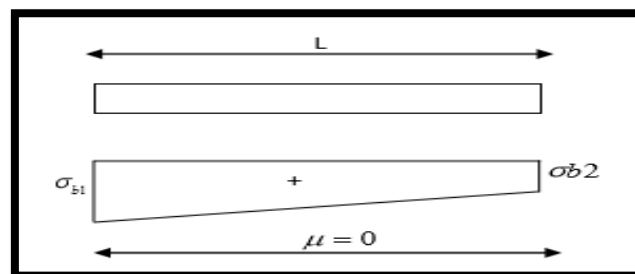


Figure.V.7 : Section entièrement comprimée.

V- 3.3 Combinaison:

Les combinaisons des actions ont considérés pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{cases} 1,35G+1,5Q \\ G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{cases}$$

V- 3.4 Pré dimensionnement des voiles:

Les différentes épaisseurs des voiles dans le tableau suivant :

Voiles	Hauteur	Epaisseur
RDC+1 ^{ère}6 ^{ème} Etages	3,06	20cm

Tableau.V.22: Pré dimensionnement des voiles.

➤ **Armatures verticales :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tentant compte des prescriptions composées par l'**RPA99/V2003**, et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontal du béton tendu.

$$A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$$

L_t = longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- 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.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile (comme indique la figure suivant). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

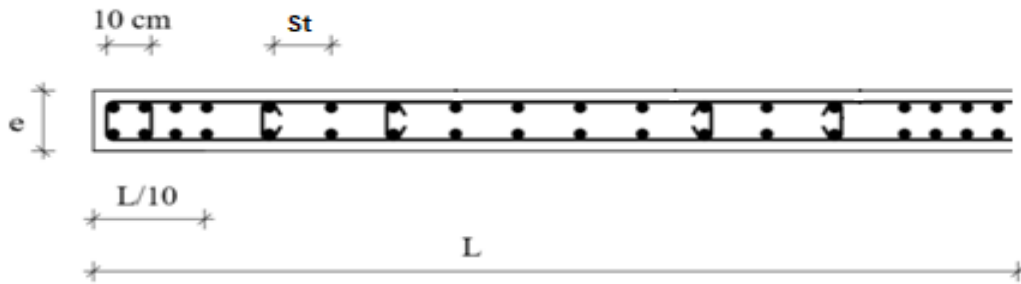


Figure.V.8 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Armatures horizontales :**

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Ø**.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivante (**art 7.7.4.3 RPA99/V2003**):

$$S \leq 1,5a$$

$$S \leq 30$$

a : épaisseur du voile

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile → 0,15%
- En zone courante → 0,10%

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

V- 3.5 Ferrailage de voile :

V- 3.5.1 Calcul des armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur la zone tendue de la section en respectant les recommandations du **RPA99/version 2003**.

✓ 1^{er} Cas

$$h = L = 2,40 \text{ m} ; b = e = 0,2 \text{ m.}$$

$$L = 2,40 \text{ m}; e = 0,2 \text{ m}; v = \frac{L}{2} = \frac{2,40}{2} = 1,2 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,40^3}{12} = 0,230 \text{ m}^4 ; N = -144,2 \text{ KN} \quad ; M = -1133,7 \text{ KN.m}$$

$$A = e \times L = 0,2 \times 2,40 = 0,48 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} v = \frac{-144,2}{0,48} + \frac{-1133,7}{0,23} 1,2 = -6215,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} v = \frac{-144,2}{0,48} - \frac{-1133,7}{0,23} 1,2 = 5614,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 < 0 \\ \sigma_2 > 0 \end{array} \right. \longrightarrow \text{(Section partiellement comprimée)}$$

• Calculé la zone tendu

$$L_t = \frac{L}{\left[\frac{\sigma_1}{\sigma_2} + 1 \right]} = \frac{2,40}{\left[\frac{6215,36}{5614,54} + 1 \right]} = 1,14 \text{ m}$$

$$T = \frac{\sigma_1 \times L_t \times b}{2} = \frac{6215,36 \times 1,14 \times 0,2}{2} = 708,55 \text{ KN}$$

$$T = 708,55 \text{ KN.}$$

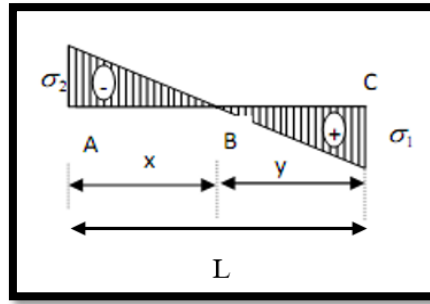


Figure.V.9 : Schéma statique des contraintes.

$$A_s = \frac{T}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]} = \frac{708,55 \times 10^3}{400} = 17,71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 17,71 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone tendue (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{sRPA} = 0,20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{sminRPA} = 0,002 \times 0,2 \times 1,14 = 4,56 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{sminRPA} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 0,2 \times 2,40 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv1} = \max (A_s, A_{sminRPA}) = (17,71 ; 7,2) = 17,71 \text{ cm}^2.$$

✓ **2^{ème} cas**

$$h = L = 2,40 \text{ m} ; b = e = 0,2 \text{ m}.$$

$$L = 2,40 \text{ m} ; e = 0,2 \text{ m} ; v = \frac{L}{2} = \frac{2,40}{2} = 1,2 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,40^3}{12} = 0,230 \text{ m}^4 ; N = 1723,17 \text{ KN} ; M = 1266,4 \text{ KN.m}$$

$$A = e \times L = 0,2 \times 2,40 = 0,48 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} V = \frac{1723,17}{0,48} + \frac{1266,4}{0,23} 1,2 = 10198,76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} V = \frac{1723,17}{0,48} - \frac{1266,4}{0,23} 1,2 = -3017,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 > 0 \\ \sigma_1 < 0 \end{array} \right. \longrightarrow \text{(Section partiellement comprimée)}$$

- **Calculé la zone tendu**

$$L_t = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right) + 1\right]} = \frac{2,40}{\left[\left(\frac{10198,76}{3017,36}\right) + 1\right]} = 0,54\text{m}$$

$$T = \frac{\sigma_1 \times L_T \times b}{2} = \frac{10198,76 \times 0,54 \times 0,2}{2} = 550,73 \text{ KN}$$

$$T = 550,73 \text{ KN.}$$

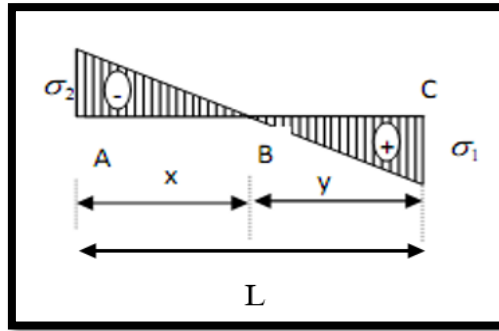


Figure.V.10 : Schéma statique des contraintes.

$$A_s = \frac{T}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]} = \frac{550,73 \times 10^3}{400} = 13,76 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,76 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone tendue (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{s\text{minRPA}} = 0,20\% \ b \ L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{s\text{minRPA}} = 0,002 \times 0,2 \times 0,54 = 2,16 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante: D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{s\text{minRPA}} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 0,2 \times 2,40 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s\text{v}2} = \max (A_s, A_{s\text{minRPA}}) = (13,76 ; 7,2) = 13,76 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

$$\text{Donc } A_{s\text{vertical}} = \max (A_{s\text{v}1} ; A_{s\text{v}2}) = (17,71 ; 13,76) = 17,71 \text{ cm}^2$$

➔ On adopté : **9HA16 = 18,10 cm².**

V- 3.5.2 Vérification au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4V/bd.$$

V : effort tranchant à la base du refond.

b: la longueur de la section (épaisseur du voile).

$$d = 0,9h = 323 \times 0,9 = 290,7 \text{ cm}$$

h= hauteur de la section.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$

$$V = 56,3 \text{ KN}$$

$$\tau = 1,4 \times \frac{56,3 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,907} = 0,135 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = 0,135 < 3,75 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

V- 3.5.3 Calcul de ferrailage horizontal :

D'après le BAEL91 on a :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \times b$$

$$\tau_0 = 0,3f_{tj}^* \times K \quad ; \quad f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3 \text{ MPa}\}$$

K=0 cas de reprise de bétonnage

$$\alpha = 90^\circ : S_t \leq (1,5e ; 30 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{\tau \times S_t}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \times b = \frac{0,135 \times 25}{0,9 \times 348} \times 20 = 0,215 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99, le pourcentage minimal exigé pour la partie courante qui doit être armée d'un quadrillage d'armature en double nappe est :

- Pour : $\tau \leq 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = 0,0015b \cdot h$
- Pour : $\tau > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = 0,0025b \cdot h$

$$\text{On a: } \tau = 0,187 \text{ MPa} \leq 0,625 \Rightarrow A_t = 0,0015 \times 15 \times 323 = 7,26 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres : on adopte 7HA12 = 7,92 cm².**

V- 3.6 Schéma de ferrailage de voile:

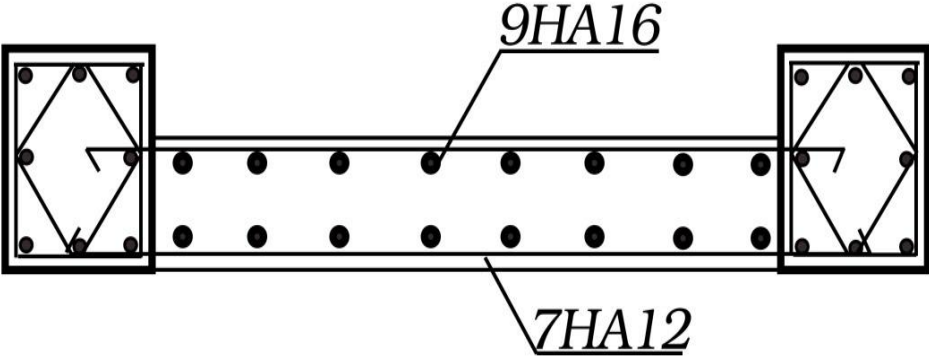


Figure.V.11 : Ferrailage de voile 20cm.



CHAPITRE VI :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI- 1 ETUDE DES FONDATIONS :**VI- 1.1 Introduction:**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles,...) ; cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols relève de disciplines et de techniques qui ne peuvent être traitées dans le cadre des présentes régies.

La détermination des dimensions des éléments de fondation en tant qu'éléments de béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action du vent, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI- 1.2 Choix de types de fondation :

- 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.

VI- 1.3 Différents types de fondations :

Il existe quatre types de fondation :

✓ Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur :

Semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

✓ Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, puits, pieux.

✓ **Les fondations spéciales :**

Colonnes ballastées : il s'agit de colonnes de pierres ou graves ciments que l'on intègre dans le sol et sous des semelles isolées par exemple.

✓ **Les fondations surfaciques ou radier :**

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle, les points d'appuis deviennent les murs, les longrines de redressement (situées au droit des ouvertures) et les longrines.

Il existe quatre types de radiers :

- Le radier dalle plate (le plus courant).
- Le nervuré.
- Le radier champignon sous poteaux.
- Le radier voute.

VI- 1.4 Calcul des surfaces nécessaires des fondations :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{Fondation}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur les fondations.

Donc : $S_{Fondation} = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$

On a: $N_{ser} = 13385,14 \text{ KN}$

$\overline{\sigma_{sol}} = 3,2 \text{ bars} = 0,32 \text{ MPa} = 320 \text{ KN/m}^2$

➔ $S_{Fondation} = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{13385,14}{320} = 41,82 \text{ m}^2$

La vérification de pourcentage d'occupation de surface selon le DTR BC 2.331 pour choisir le type de fondation :

$$\frac{S_{Fondation}}{S_{batiment}} = \frac{41,82}{154,53} = 0,271 \longrightarrow 27,1 \% < 50 \%$$

Alors la surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface du sol d'essais, on détermine le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filants, si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

D'après le **RPA 99/Version 2003 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par **BEAL 91** :

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

VI- 1.5 Semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle.

S : surface d'appuis de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte du sol.

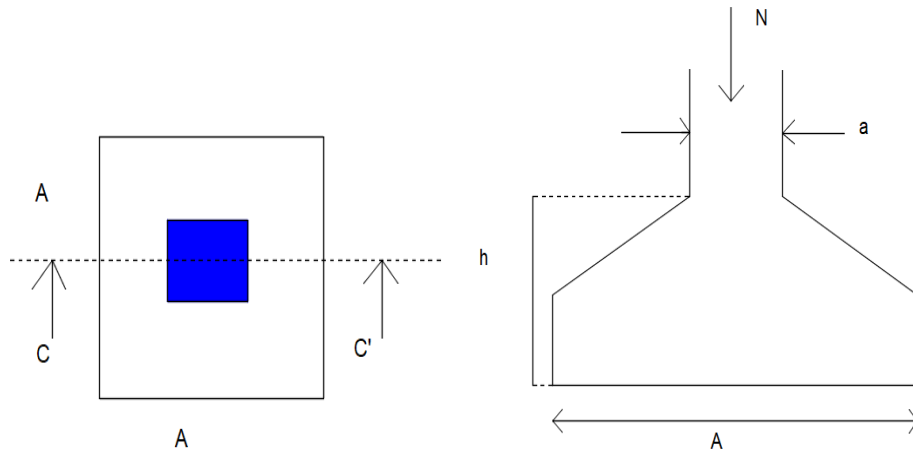


Figure.VI.1 :Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité à une section rectangulaire (a×b), donc $S = A \times B = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

$N = 1418,21 \text{ KN}$; $\overline{\sigma_{sol}} = 0,32 \text{ MPa}$

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \longrightarrow A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}; \text{ on a } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \longrightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N_{ser}}{a \times \overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{0,3 \times 1418,21}{0,35 \times 0,320}} = 1,95 \text{ m.}$$

Pour notre structure ont adopté une semelle filante.

VI- 1.6 Semelle filantes :**VI- 1.6.1 Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide, donc engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de résultante des charges agissantes sur la semelle.

VI-1.6.2 Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS :

- Calcul des semelles filantes sous voiles et poteaux :**

Les semelles sont assimilées à une poutre en T recevant une charge uniformément répartie due au sol, cette poutre prend appui sur les poteaux.

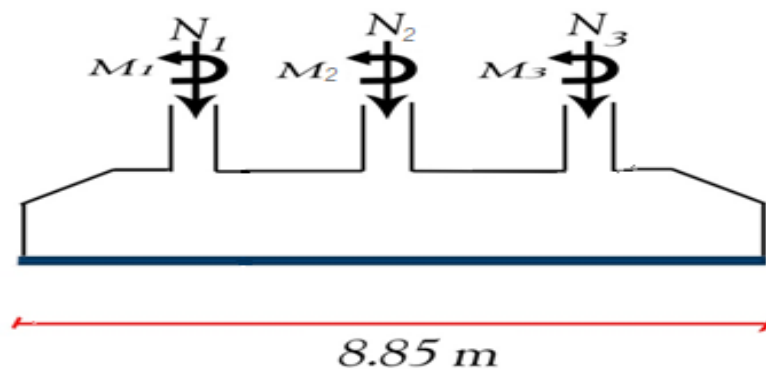


Figure.VI.2 : Schéma de la semelle filante.

- Calcul de la largeur de la semelle :**

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{N_{ser}}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$N_{ser} = \sum N_i = R = 3397,44$ KN d'après Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

$\overline{\sigma}_{sol}$: capacité portante du sol = 0,32 MPa.

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{R}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} \geq \frac{3397,44}{320 \times 8,85} \geq 1,2 \text{ m}$$

On prend : B = 1,2 m

- Condition minimale :**

Une semelle est dit continue si la largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $L/B > 5 \implies 8,85/1,2 = 7,4 > 5$ donc CV.

- Détermination de la hauteur utile « d » et de la hauteur « h » :**

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{120-30}{4} = 22 \text{ cm}$$

On prend : d = 25 cm

$$h = d+5 = 25+5 = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \left(\frac{4EI}{K_s \times B}\right)^{1/4}$$

E : module d'élasticité du béton = $3,16 \times 10^7$ KN/m²

K_s : Coefficient de raideur du sol = $40 \times 3 \times 320 = 38400$ KN/m²

I : moment d'inertie de la semelle = $B \times h^3 / 12 = 1,2 \times 0,3^3 / 12 = 0,0027$ m⁴

B : Largeur de la semelle.

L_{max} = la longueur maximale entre axe de deux poteaux (4,85m).

Semelle filante rigide, si $L_{max} \leq L_e \times \pi / 2$

Semelle filante souple, si $L_{max} \geq L_e \times \pi / 2$

$$L_e = \left(\frac{4EI}{K_s \times B}\right)^{1/4} = \left(\frac{4 \times 3,16 \times 10^7 \times 0,0027}{38400 \times 1,2}\right)^{1/4} = 1,64 \text{ m}$$

→ $1,64 \times 3,14 / 2 = 2,57 \text{ m} < L_{max} = 4,85 \text{ m}$ Semelle filante souple

• **Vérification au non poinçonnement :**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier de la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant.

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{N_{ser}}{2h} \left[1 - \left(b + \frac{5h}{3}\right) / B\right] \leq \tau_{lim}$$

N_{ser} : l'effort normal au niveau de poteau le plus sollicité de chaque semelle.

τ_{lim} = 0,045f_{c28}/γ_b : représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

τ_{lim} = 0,045 × 25 / 1,5 = 0,75 MPa = 750KN/m²

$$\tau = \frac{1418,21}{2 \times 0,3} \left[1 - \left(0,3 + \frac{5 \times 0,3}{3}\right) / 1,2\right] = 669,7 \text{ KN/m}^2 < \tau_{lim} = 750 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification des semelles sous l'effet de la force sismique :**

Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

- ✓ ACC ; ELU → Pour la vérification des contraintes dans le sol.
- ✓ ACC → Pour la vérification de la stabilité de la semelle.

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après l'article 10.1.5, de RPA99/Version 2003 les semelles doit être vérifié la condition suivante :

$$B \geq 4e_1$$

Tel que : $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{136,4}{4927,9} = 0,027$

$B \geq 4e_1 = 1,2 \geq 4 \times 0,027 = 0,108 \dots\dots\dots \text{CV.}$

• **La vérification des contraintes dans le sol :**

☒ **ACC**

$$\sigma_{1,2} = \frac{R}{B \times L} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{R}{B \times L} + \frac{6 \times M}{B \times L^2} = \frac{3397,44}{1,2 \times 8,85} + \frac{6 \times 136,4}{1,2 \times 8,85^2} = 328,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{R}{B \times L} + \frac{6 \times M}{B \times L^2} = \frac{3397,44}{1,2 \times 8,85} - \frac{6 \times 136,4}{1,2 \times 8,85^2} = 311,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = \frac{3 \times (328,61 + 311,2)}{4} = 479,51 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \times 320 \text{ KN/m}^2 = 480 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{CV.}$$

☒ **ELU (combinaisons 1,35G+1,5Q) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{R}{B \times L} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{R}{B \times L} + \frac{6 \times M}{B \times L^2} = \frac{3397,44}{1,2 \times 8,85} + \frac{6 \times 19,4}{1,2 \times 8,85^2} = 321,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{R}{B \times L} - \frac{6 \times M}{B \times L^2} = \frac{3397,44}{1,2 \times 8,85} - \frac{6 \times 19,4}{1,2 \times 8,85^2} = 318,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 458,18 + 458,03}{4} = 479,82 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \times 320 \text{ KN/m}^2 = 480 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{CV.}$$

VI- 1.6.3 Calcul du ferrailage :

Ferrailage des semelles sous un fil des poteaux : on suppose que la semelle a la base composent comme une poutre renversée (poutre libage), sur des appuis (les poteaux) ;

En réalité cette semelle n'est pas une poutre, c'est pour cela on prévoit un calcul pour la flexion transversale, autrement dit on a deux flexion longitudinale et transversale par conséquent on a trois types d'armatures.

- **Calcul des armatures transversales :**

On utilisera la méthode des bielles :

☒ **ELU :**

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

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

$$q_{u1} = \sigma_{\text{moy}} \times B = 479,82 \times 1,2 = 575,8 \text{ KN/ml}$$

$$B = 1,2 \text{ m}$$

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$d = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$L = 8,85 \text{ m}$$

$$q_{u2} = [1,35(\text{P.t.s})]/L_{\text{tot}} = [1,35(79,65 + 10,62)]/8,85 = 13,77 \text{ KN/ml}$$

P.t.s = poids de terre + Semelle

$$P_s = 25 \times B \times L \times h = 25 \times 1,2 \times 8,85 \times 0,30 = 79,65 \text{ KN}$$

$$P_t = \gamma \times B \times L \times (h-d) = 20 \times 1,2 \times 8,85 \times (0,3-0,25) = 10,62 \text{ KN}$$

$$P_u = q_{u1} + q_{u2} = 575,8 + 13,77 = 589,57 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{589,57 \times 10^{-3} \times (1,2-0,3)}{8 \times 0,25 \times 348} = 7,62 \text{ cm}^2$$

☒ **ACC :**

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

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

$$q_{u1} = \sigma_{\text{moy}} \times B = 479,51 \times 1,2 = 575,4 \text{ KN/ml}$$

$$B = 1,2 \text{ m}$$

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$d = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$L = 8,85 \text{ m}$$

$$q_{u2} = [1,35(P.t.s)]/L_{\text{tot}} = [1,35(79,65 + 10,62)]/8,85 = 13,77 \text{ KN/ml}$$

P.t.s = poids de terre + Semelle

$$P_s = 25 \times B \times L \times h = 25 \times 1,2 \times 8,85 \times 0,30 = 79,65 \text{ KN}$$

$$P_t = \gamma \times B \times L \times (h-d) = 20 \times 1,2 \times 8,85 \times (0,3-0,25) = 10,62 \text{ KN}$$

$$P_u = q_{u1} + q_{u2} = 575,4 + 13,77 = 589,17 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{589,17 \times 10^{-3} \times (1,2-0,3)}{8 \times 0,25 \times 400} = 6,62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} (7,62; 6,62) = 7,62 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **12 cm**.

• **Armatures de repartition :**

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} = 2,37 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

• **Disposition des crochets :**

La longueur de scellement L_s : c'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total sous contrainte d'adhérence τ_{su}

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

ϕ : Diamètre de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité d'acier en MPa.

Remarque : pour les calculs précis on adopte les valeurs suivantes :

$L_s = 50\phi$ barre HA pour $f_e = 400 \text{ MPa}$

$L_s = 50\phi$ barre HA pour $f_e = 500 \text{ MPa}$

$L_s = 50\phi$ barre RL

Pour notre cas on choisit $L_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

Si :

$$L_{sA} \geq \frac{A}{4} \text{ ou } L_{sB} \geq \frac{B}{4} \longrightarrow \text{Crochets.}$$

$$\frac{A}{8} \leq L_{sA} \leq \frac{A}{4} \text{ ou } \frac{B}{8} \leq L_{sB} \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \text{pas de crochets.}$$

$$0 \leq L_{sA} \leq \frac{A}{8} \text{ ou } 0 \leq L_{sB} \leq \frac{B}{8} \Rightarrow \text{pas de crochets mais :}$$



Figure. VI.3 : Disposition de crochets pour semelle.

$$L_{sb} = 48 \text{ cm} \geq \frac{B}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm avec Crochets.}$$

VI- 1.6.4 Ferrailage du poutre libage :

C'est une poutre de rigidité a pour rôle de rigidifier les fondations, on donne sa dimension 30×60 cm²

• **Détermination des moments MAX :**

Avec l'aide de logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 les moments Max sont déterminés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Moments en travée (KN.m)	Moments sur appuis (KN.m)
ELU	-1490,4	475,2
ELS	-1090,2	348
ACC	-1250,3	526,7

Tableau.VI.1 : Résumé des sollicitations pour poutre libage .

• **Diagrammes de poutre libage :**

ELU

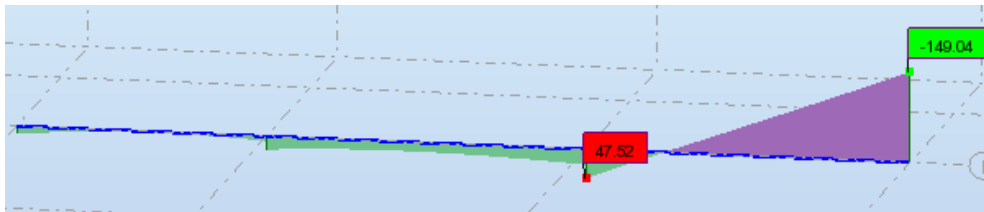


Figure. VI.4 : Moment sur appuis et travée.

ELS

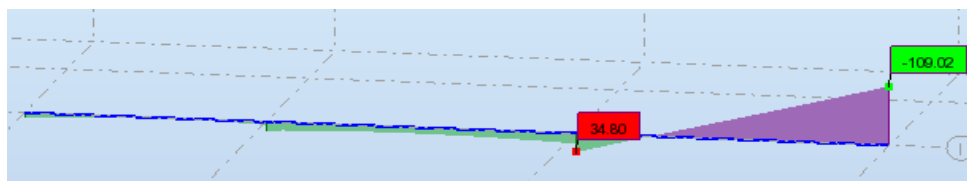


Figure. VI.5 : Moment sur appuis et travée.

ACC

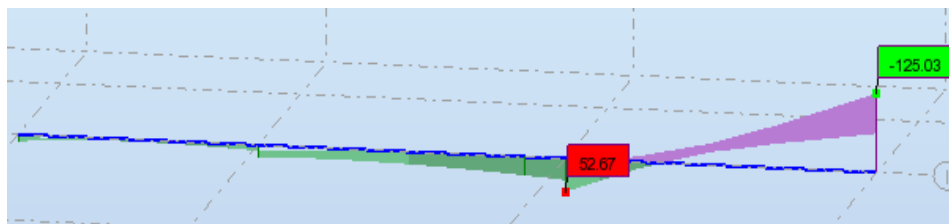


Figure. VI.6 : Moment sur appuis et travée.

Rouge : appuis T.m

Vert : travée T.m

Avec l'aide d'EXPERT 2010 on calcule le ferrailage

A _s en travée (cm ²)	On adopte A _s (cm ²)	A _s sur appuis (cm ²)	On adopte A _s (cm ²)
18,2	6HA20 = 18,8	11,8	6HA16 = 12,06

Tableau.VI.2 : choix de ferrailage pour poutre libage.

• **Les armatures transversales :**

La qualité d'armatures transversales minimales données par **PRPA99/Version 2003**, est déterminée comme suit :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min (h/2 ; } 12\varnothing_1 \text{ ; 30cm) zone nodale} \\ \text{h/2 zone courante} \end{cases}$$

La qualité des armatures minimale est donnée par **BEAL 91** est déterminer comme suit :

$$A_t / S_t \times b \geq (\tau_u - 0,3f_{ij}) / 0,8f_e$$

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

$$\varnothing_1 \leq \text{min (h/35 ; } \varnothing_1 \text{ ; } b_0/10)$$

On fait un choix des aciers de type rond lisse, nuance FeE24 (f_e = 235MPa).

• **Effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = T_u^{\text{max}} / b.d$$

Avec:

T_u^{max} : d'après Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,6 = 0,54 \text{ m}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{min (0,15} f_{c28} / \gamma_b \text{ ; 4MPa)} = 2,5 \text{ MPa: fissurations préjudiciable.}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-après

	τ _u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Condition
poutre libage (30×60) cm²	1,56	2,5	Vérifiée

Tableau.VI.3 : résultats d'effort tranchant.

	Section	Zone	S _t (cm) RPA	S _t (cm) BAEL	S _t (cm) choisi
Poutre	(30×60)	Courante	60	40	20
		nodale	20	40	15

Tableau.VI.4 : espacement des armatures transversales.

	Section	S _t (cm)	∅ _t (mm)	Armatures Calculée (cm ²)	Armatures Choisie (cm ²)	Barres
Poutre	(30×60)	20	16	3,6	3,92	5HA10
		15	20	2,65	3,92	5HA10

Tableau.VI.5 : Choix des armatures transversales.

VI- 1.6.5 Schéma du ferrailage :

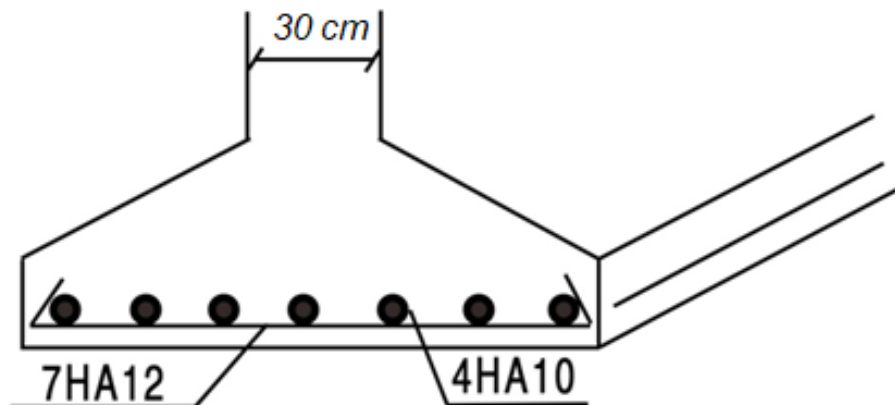


Figure. VI.7 : Ferrailage de semelle filante.

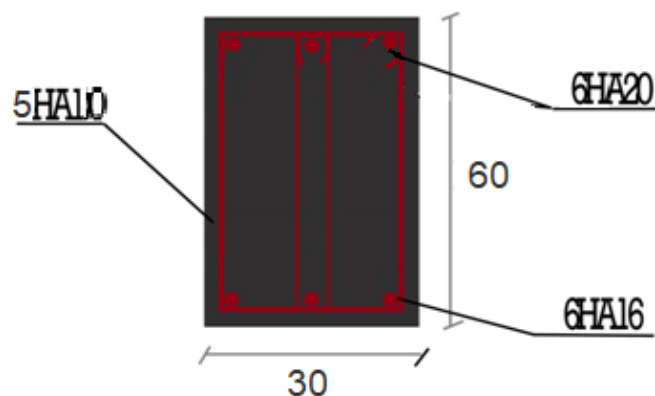


Figure. VI.8 : Ferrailage de poutre libage (rigide).

VI- 2 Etude des longrines :

VI- 2.1 Définition :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction.

VI- 2.2 Rôle:

c'est roulier les point d'appuis d'un même bloc pour résiste ou déplacement horizontale de ces point d'appuis.

VI- 2.3 Dimensionnement de la longrine :

Selon l'RPA99/Version 2003 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- (25×30) cm²..... sites de catégorie S2, S3.
- (30×30) cm².....site de catégorie S4.

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (30×25) cm².

$$\text{On } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.}$$

Avec : N c'est la valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés [N= 1418,21 KN].

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [Zone IIa : S2 \longrightarrow $\alpha = 15$]

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1418,21}{15} = 94,54 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

VI- 2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{94,54 \times 10^{-3}}{348} = 2,71 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA99/Version 2003**, la section minimale est de :

$$A_{smin} = 0,6\%B = 0,6\% \times 30 \times 25 = 4,50 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max (A_{st} = 2,71 ; A_{smin} = 4,50) = 4,50 \text{ cm}^2$$

On choisit : **6HA12 de section 6,79 cm²**

VI- 2.5 Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st} \geq b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,3 \times 0,25 \times 0,00525$$

$$A_{st} = 4,50 \text{ cm}^2 \geq 3,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

VI- 2.6 Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = \mathbf{4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2}$

VI-2.7 Espacement des cadres:

D'après le **RPA99/Version 2003** on a :

$$S_t \leq \min (15\varnothing, 20\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (15 \times 1,20 = 18 \text{ cm}, 20\text{cm})$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

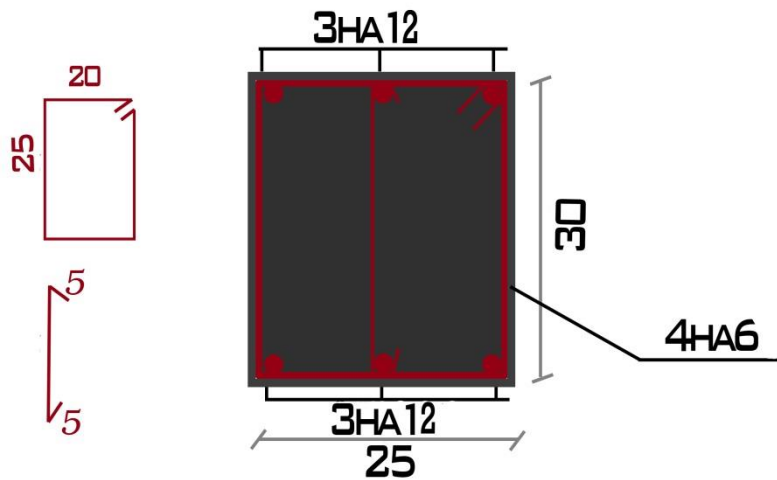
VI-2.8 Schéma de ferrailage :

Figure. VI.9 : Ferrailage de longrine.

VI- 3 Etude du voile périphérique :**VI- 3.1 Définition :**

Un voile périphérique continu enter le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. D'après le **RPA99/Version2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constitués de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduit sa rigidité d'une manière importante.

VI- 3.2 Dimensionnement des voiles :

- Hauteur : $h = 2,00$ m.
- Longueur : $L = 4,85$ m.
- Epaisseur : $e = 20$ cm.

VI- 3.3 Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma_h = 19$ KN/m².
- Angle de frottement : $\varphi = 10^\circ$.
- LA cohésion : $C = 0,4$ bar.

VI- 3.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumise à :

a. La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times C \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 2,00 \times (19 \times \text{tg}^2(45^\circ - \frac{10^\circ}{2})) - 2 \times 0,4 \times \text{tg}(45^\circ - \frac{10^\circ}{2}) = 26,75 - 1,34 = 25,4 \text{ KN/m}^2$$

b. Surcharge accidentelle : q = 10 KN/m²

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \longrightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2(45^\circ - \frac{10^\circ}{2}) = 7,04 \text{ KN/m}^2$$

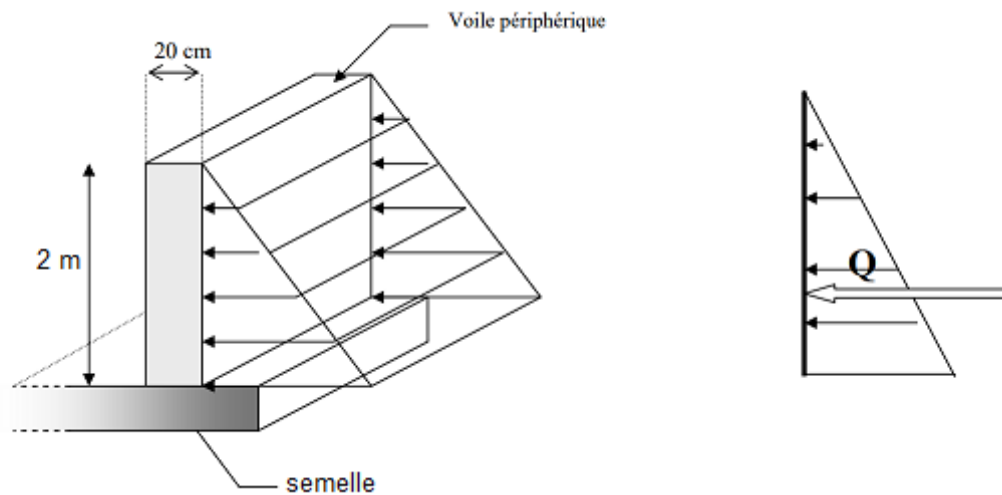


Figure. VI.10 : la poussée de la terre sur le voile periphérique.

VI- 3.5 Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondation.

♦ **Calcul à l'ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 25,4 + 1,5 \times 7,04 = 44,44 \text{ KN/m}$.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$L_x = 2,00 \text{ m}; L_y = 4,85 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,00}{4,85} = 0,41$$

$\alpha = 0,41 > 0,4$ donc le panneau travail dans les deux sens.

Avec :

μ_x, μ_y : coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ (avec $l_x \leq l_y$) et v (prend 0,2 à l'ELS, 0 à l'ELU) (voir cours béton armé BAEL 91).

A l'ELU; l'ELS:

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)} \quad \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha)$$

	μ_x	μ_y
ELU ; ELS	0,107	0,097

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,102 \times 44,44 \times (4,85)^2 = 112,12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,097 \times 49,17 = 10,87 \text{ KN.m}$$

◆ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 112,12 = 95,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 10,87 = 9,24 \text{ KN.m}$$

◆ **Moment en appui :**

$$M_{apx} = 0,5M_x = 0,5 \times 112,12 = 56,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{apy} = 0,5M_y = 0,5 \times 10,87 = 5,43 \text{ KN.m}$$

Avec $A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$Condition exigée par le **RPA99/Version 2003**.

Le ferrailage se fait pour une section ($b \times e$) = (1×0,20) m²

◆ **ELU :**

◆ **Travée**

$$M_{tx} = 95,3 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{95,3 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,2$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,020}) = 0,29$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,29) = 0,15 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{95,3 \times 10^{-3}}{0,15 \times 348} = 18,2 \text{ cm}^2$$

◆ **Appui**

$$M_{apx} = 56,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{56,06 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,121$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,121}) = 0,16$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,16) = 0,16 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{56,06 \times 10^{-3}}{0,16 \times 348} = 9,12 \text{ cm}^2$$

◆ **Espacements :**

- Armatures// L_x : $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.
- Armatures// L_y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

◆ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$ Condition vérifiée.

◆ **Vérification Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Fissuration nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,50\text{MPa.}$$

On a : $L_x = L_y = 4,85 \text{ m}$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{x,y}}{2} = \frac{95,3 \times 4,85}{2} = 231,10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{231,10 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 1,28 \text{MPa} < \tau_u = 2,50 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

◆ **Calcul à l'ELS :**

$$q_s = G+Q = 25,4 + 7,04 = 32,44 \text{ KN/ml}$$

$$L_x = 4,83 \text{ m}; L_y = 4,83 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,00}{4,85} = 0,41$$

$\alpha = 0,41 > 0,4$ donc le panneau travail dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,107 \times 32,44 \times (4,85)^2 = 80,97 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,097 \times 80,97 = 7,85 \text{ KN.m}$$

◆ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 80,97 = 68,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 7,85 = 6,67 \text{ KN.m}$$

◆ **Moment en appui :**

$$M_{apx} = 0,5M_x = 0,5 \times 80,97 = 40,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{apy} = 0,5M_y = 0,5 \times 7,85 = 3,92 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Sens		M KN.m	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Choix
Travée	X-X	95,3	18,2	2	18,2	6HA20
	Y-Y	9,24	0,14	2	2	3HA12
Appui	X-X	56,06	9,12	2	9,12	5HA16
	Y-Y	5,43	0,87	2	2	3HA12

Tableau.VI.6 : section des armatures du voile périphérique.

VI- 3.6 Schéma de ferrailage :

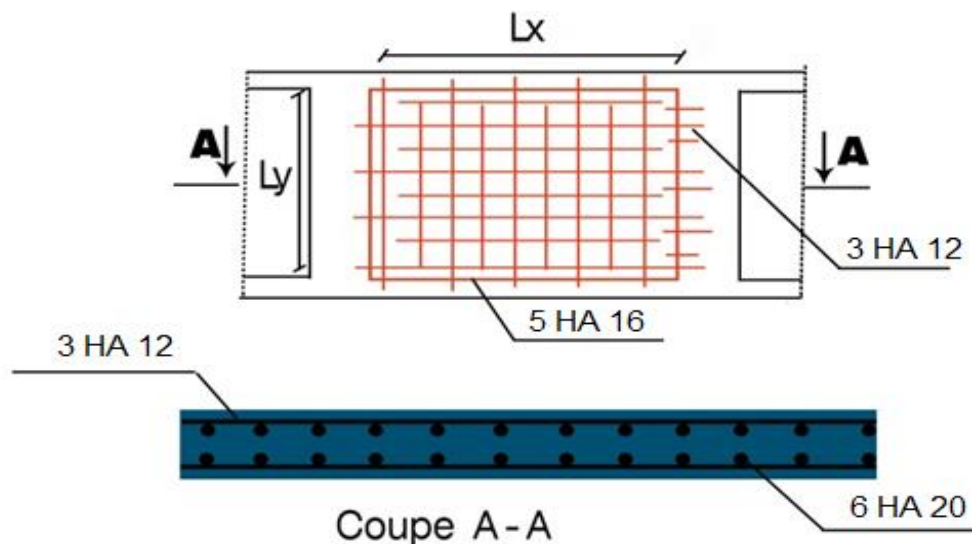


Figure. VI.11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure, nécessite l'analyse de plusieurs configurations du système structural, une bonne distribution des voiles peut réduire considérablement les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliore le comportement de la structure durant le séisme.

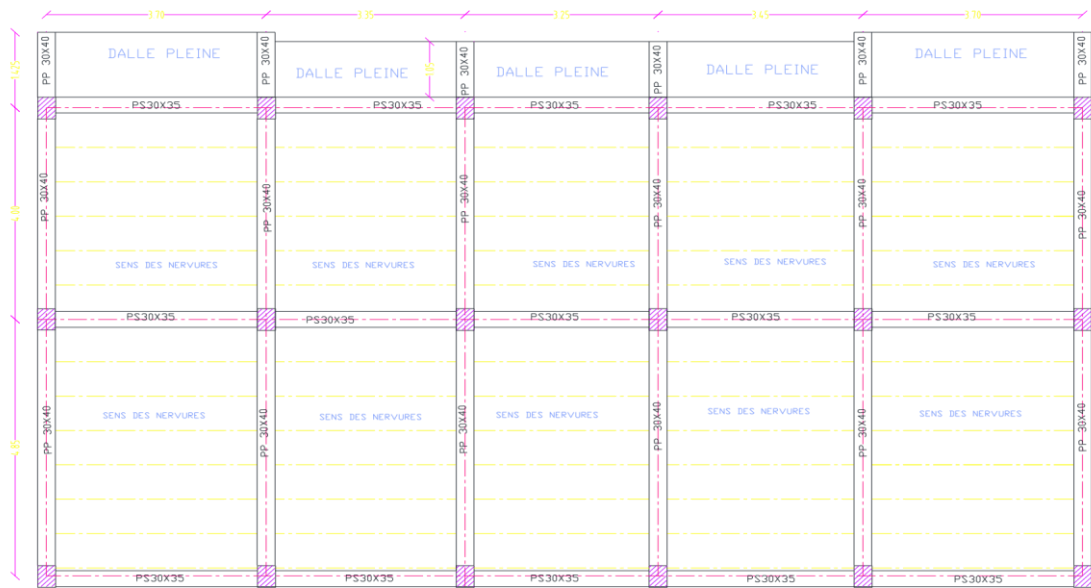
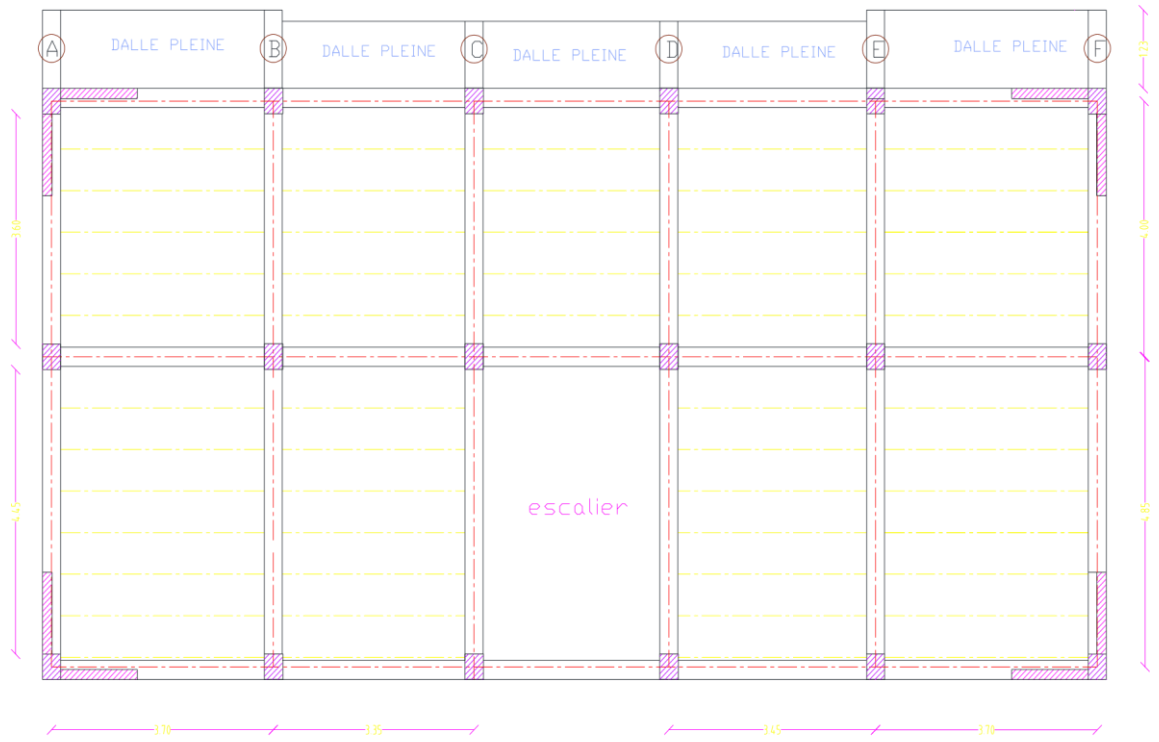
La justification de l'interaction portique voile permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celle reprise par les portiques, donc son but est beaucoup plus résistance qu'économique.

D'autre part, cette présente étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures.

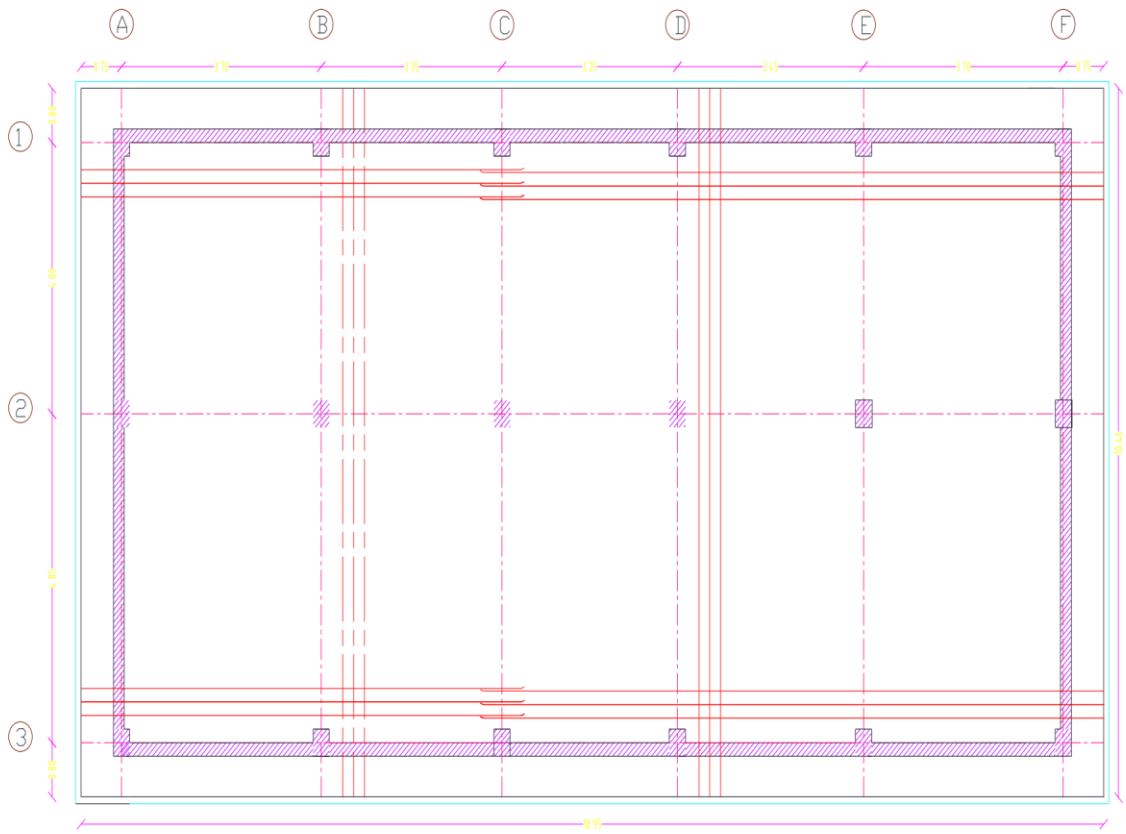
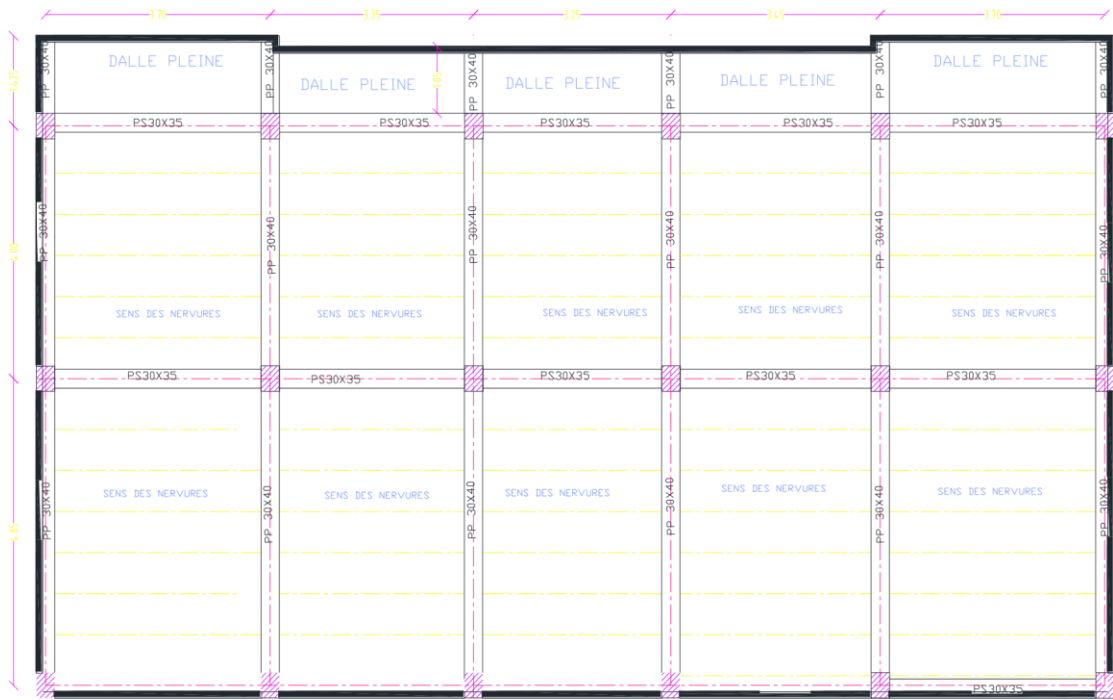
Le but de l'étude est de concevoir et de créer une structure identique aux différentes règles, en particulier les règles parasismiques Algériennes **RPA99/V2003**, afin d'incarner véritablement cette structure sans restrictions ni obstruction et en sécurité et en économie.

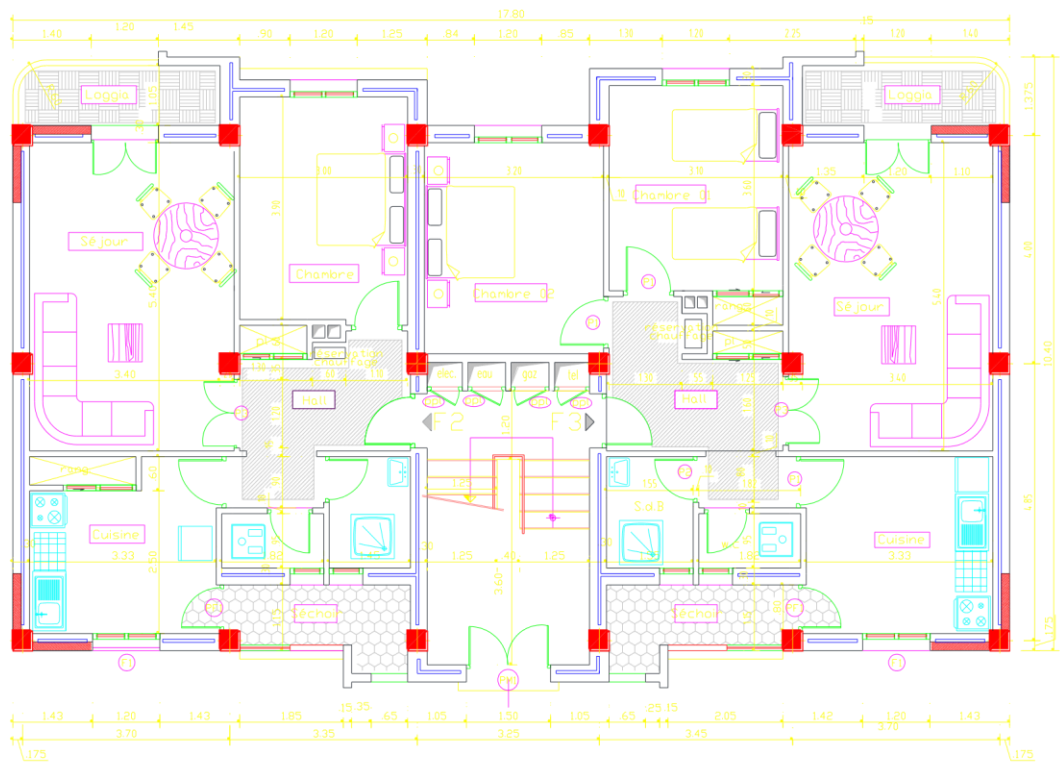
Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait toutes les exigences.

Annexes

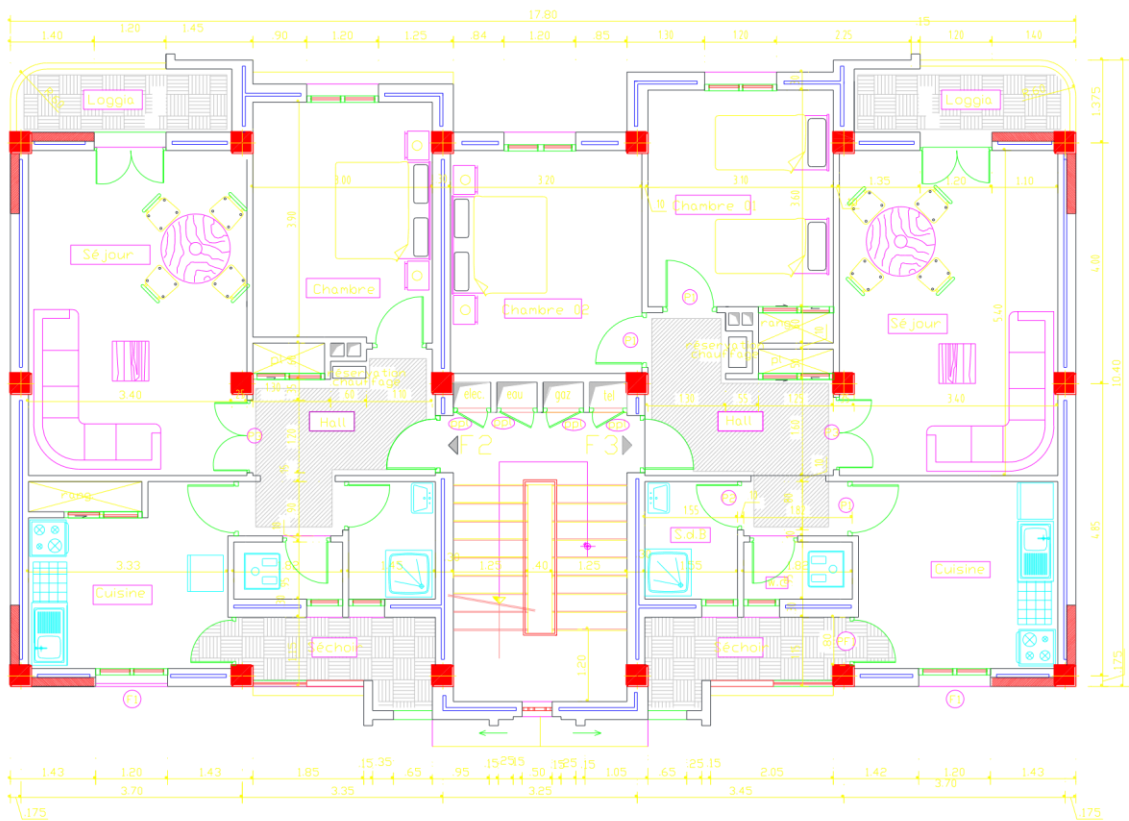


plancher niveau terrasse

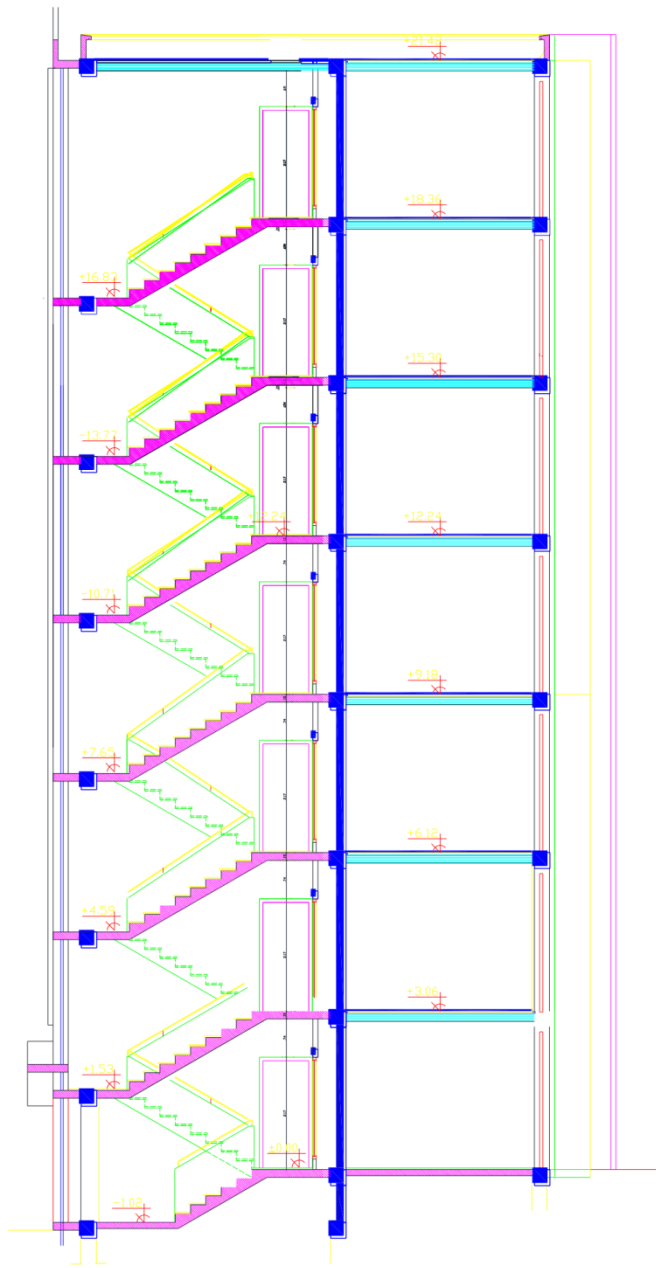




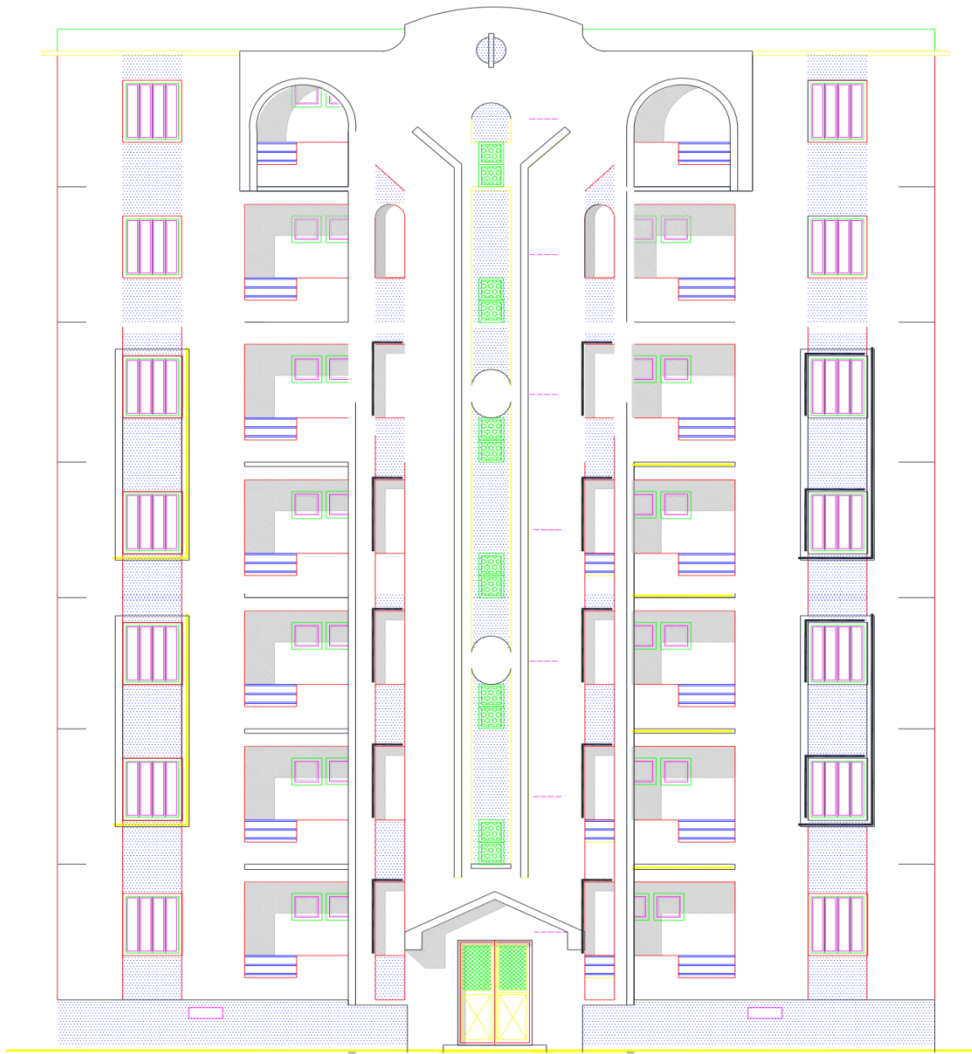
VUE EN PLAN RdC
Echelle 1/50



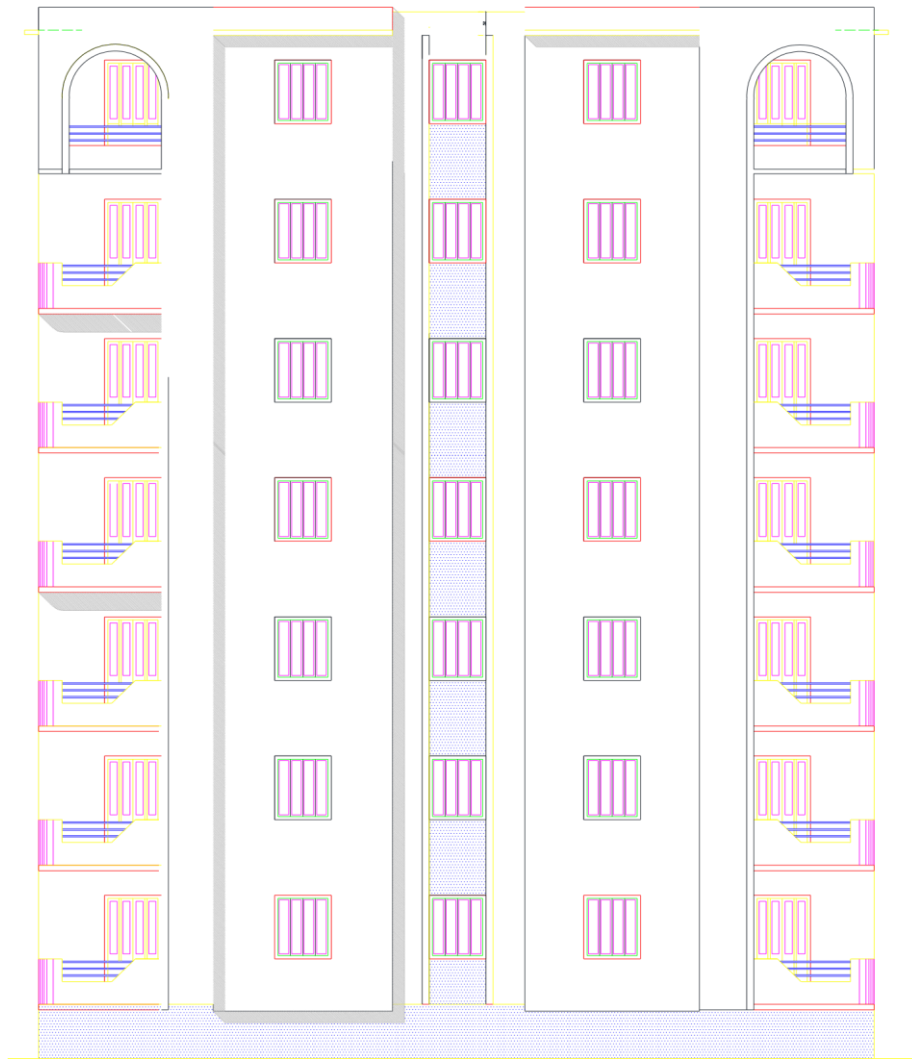
VUE EN PLAN D'ETAGES 1,2,3



СПУРЕ -АА-
Echelle 1/50



FACADE PRINCIPALE
Echelle 1/50



FACADE POSTERIEURE
Echelle 1/50

Bibliographie

- ◆ **Béton-armé-BAEL-et-DTU-associés** : (Jean-Pierre Mouglin. Béton armé BEAL 91 modifié 99 et DTU Associés. Edition Eyrolles, 2000 Quatrième tirage 2006).
 - ◆ Cahiers de cours béton du cursus.
 - ◆ **DTU BAEL 91** : (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limitent révisées99).
 - ◆ **DRT BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION 2003 (Center national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Houssen Day Alger).
 - ◆ **DTR BC-2.4** : Règles de conception et calcul des structures en béton armé (CBA93).
 - ◆ **DTR BC 2.2** : (charge permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
 - ◆ Résumé d'organigrammes BAEL (Zakariae EL KOMIRY ; Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BEAL ; 2015).
 - ◆ SminaireCGS_AnalyseDynamiquedesStructures_0405et06Juin2012.
- Autres documents consultés :**
- ◆ Cahier de cours de cursus.
 - ◆ Mémoire de fin d'étude.
 - ◆ Thèses des années précédentes.
 - ◆ AMOURI, Z et BOUDJOURAF, H.E. (2015).Etude d'une tour à usage d'habitation et commercial « 2SS+RDC+18 étages » en Béton Armé. Mémoire de Master Génie civil Structures. Guelma : Université du 8 Mai 1945 Guelma .
 - ◆ BENMAR, M et KHALILI, A. (2015).ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT « 2 SOUS-SOL, 2 ENTRESOLS, RDC + 10 ETAGES» A USAGE MULTIPLE. Mémoire de Master Génie civil Structure. Tlemcen : Université Abou Bekr-Belkaid .
 - ◆ BEDADI Laid et DJOUDI Khelil . (2007).Etude d'une tour « SOUS-SOL+ RDC + 9 ETAGES» à ossature contreventée par noyau central à usage d'habitation,bureaux , commerces et parking . Mémoire de D'ingenieur d'etat en Génie civil Constructions Civils et Industreilles . Ouargla : Université KASDI Merbah de Ouargla.
 - ◆ Mlle. KEBKOUB Khawla et Mr. SOUADKIA Ismail . (2019). Étude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation contreventé par voiles-portiques en béton armé. Mémoire Présenté en vue de l'obtention du diplôme du master en génie civil Matériaux en génie civil . Université d'El-oued .
- Logiciels utilisés :**
- ◆ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.
 - ◆ AutoCAD 2015 - Français (French)
 - ◆ EXPERT 2010.
 - ◆ Microsoft Word 2007.
 - ◆ Microsoft Excel 2007 .