

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2021

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

HARRACHE MOHAMED ISSLAM

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **GENIE CIVIL**

Option : **Structure**

Thème

**Etude d'un bâtiment RDC +6 en béton armé à usage
d'habitation.**

Devant le jury composé de :

Nom et prénom	Grade	UAMOB	Président
Mr ADJRAD	Grade	UAMOB	Encadreur
Mr KENNOUCH	Grade	UAMOB	Encadreur
Nom et prénom	Grade	UAMOB	Examineur
Nom et prénom	Grade	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2020/2021

Dédicace

Dédicace

Je tiens à dédie cet humble travail à :

*Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières et leur
recommandation*

Que dieu les protège.

Mon cher frère : Malek

Mes grands- pères et grands-mères

*Mes oncles et tantes ainsi que leurs épouses, époux et enfants mes chers cousins
et cousines*

Toute la famille

*A mon binôme M.HOUSSEM avec laquelle j'ai partagé les haines et joies tout
au long de mon cursus*

Toute la promotion

Mes collègues et mes amis proches

HARRACH ISLAM

Dédicace

Dédicace

Je tiens à dédie cet humble travail à :

*Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières et leur
recommandation*

Que dieu les protège.

Mon cher frère : Aymen

Mes grands- pères et grands-mères

*Mes oncles et tantes ainsi que leurs épouses, époux et enfants mes chers cousins
et cousines*

Toute la famille

*A mon binôme H.ISSLAM avec laquelle j'ai partagé les haines et joies tout au
long de mon cursus*

Toute la promotion

Mes collègues et mes amis proches

MALKI HUSSEM



REMERCIEMENT

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous remercions les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nos promoteurs ; Mr.kennouche et Mr.ajrad de nous avoir encadrés ainsi que leurs disponibilités, orientations, et précieux conseils avec lesquels ils ont suivi et guidé ce travail

En fin, tous nous amis, amies, et ceux qui ont contribués de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Table des matières

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I. Introduction.....	1
I.1 Aperçu générale du projet	1
I.1.1 Aspect géophysique	1
I.1.2 Présentation de l'ouvrage	1
I.1.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.2 Choix du système de contreventement.....	3
I.3 Présentation des règles de CBA	3
I.3.1 Règles et Normes utilisées	3
I.3.2. Etats limites	3
I.3.2.1. Etat limite ultime (ELU).....	3
I.3.2.2. Etat limite de service (ELS).....	4
I.3.3 Actions et combinaisons d'actions	4
I.3.3.1. Les actions	4
I.3.3.2. Les combinaisons d'actions	5
I.4. Caractéristiques des matériaux.....	5
I.4.1. Béton	5
I.4.1.2. Dosage du béton	5
I.4.1.3. Les caractéristiques mécaniques du béton	6
I.4.2. L'acier	7
I.4.2.1. Les caractéristiques mécaniques d'acier.....	8
I.5. Hypothèses de calcul.....	8
I.6. Conclusion	9

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

II. Introduction	10
II.1.1. Les planchers.....	10
II.1.1.1. Plancher corps creux	10
II.1.1.2. Plancher dalle pleine	12
II.1.2. La dalle de salle machine	12
II.1.3. Les escaliers	13
II.1.3.1. Pré-dimensionnement.....	13
II.1.3.2. Types d'escalier.....	14
II.1.4. L'acrotère	17
II.2. Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	17
II.2.1. Les poutres	17
II.2.1.1. Poutre principale (PP)	18
II.2.1.2. Poutre secondaire (PS)	18
II.2.2. Les voiles	19
II.2.3. Les poteaux	20
II.3. Evaluation des charges et des surcharges	21
II.4. Descente de charge	25

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. Introduction	30
III. 1.Calcul des planchers	30
III1.1. Plancher à corps creux	30
III.1.1.1 Etude des poutrelles	30
III.1.1.2. Etude de la dalle de compression.....	46
II.2. Calcul des balcons	47
II.2.1. Calcul des sollicitations	48
II.2.2. Ferrailage	49
III.2.3. Vérifications	50
III.3. Etude de la salle machine	53
III.3.1. Calcul des sollicitations	54
III.2. Principe de calcul.....	54
III.3.4. Vérifications	61

III.4. Etude de l'acrotère.....	64
III.4.1. La force sismique FP	65
III.4.2. Combinaison de sollicitation	65
III.4.3. Ferrailage	66
III.4.3.1. Calcul des armatures à L'ELU	66
III.4.4. Vérifications.....	67
III.5. Etude des escaliers.....	71
III.5.1. Volée 1.....	71
III.5.1.1. calcul des sollicitations	71
III.5.1.2. Ferrailage	75
III.5.1.3. Vérifications.....	77
III.5.3. volée 2.....	80
III.5.3.1. Calcul des sollicitations	80
III.5.3.2. Ferrailage	80
III.5.3.3. Vérifications.....	81
III.6. Étude de la poutre brisée	83
III.6.1. Dimensionnement de la poutre	83
III.6.2. Sollicitations	84
III.6.3. Ferrailage	85
III.6.3.1. Flexion simple.....	85
III.6.4. Ferrailage global.....	87
III.6.5. Vérifications	88

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Méthode de calcul	90
IV.1.1. Méthode statique équivalente (RPA).....	90
IV.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA)	90
IV.1.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (RPA).....	90
IV.2. Choix de la méthode de calcul	91
IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	91
IV.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale.....	91
IV.2.2.1. Spectre de réponse de calcul.....	91
IV.3. Modélisation de la structure	95
IV.3.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	96
IV.3.2. Caractéristiques dynamiques de la structure	98

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1.Introduction.....	113
V.1.1.Combinaisons d'actions	113
V.1.2.Caractéristiques des matériaux.....	114
V.2.Etude des poteaux	114
V.2.1.Etapes de calcul.....	115
V.2.2.Exemple de calcul	117
V.3.Etude des poutres.....	124
V.3.1.Etape de calcul	124
V.3.2.Exemple de calcul de ferrailage	126
V.4.Etude des voiles	134
V.4.1.Méthode de calcul	137
V.4.2.Exemple de calcul de ferrailage	139

CHAPITRE VI : ETUDE DES INFRASTRUCTURES

VI. Étude des fondations	145
VI.1.Introduction	145
VI.2.Différentes fonctions des fondations	145
VI.3.Différents types des fondations	145

VI.4.Caractéristiques du sol.....	146
VI.5.Facteurs de choix du type de fondations	146
VI.6.Calcul d'un radier général	148
VI.7.Vérification du radier	150
VI.7.1.Condition de résistance au cisaillement.....	150
VI.7.2.Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	151
VI.7.3.Surface minimale du radier.....	151
VI.7.4.Vérification au poinçonnement.....	151
VI.8.Caractéristique géométriques du radier	152
VI.9.Évaluation et vérification des contraintes sous le radier	153
VI.10.Vérification de la stabilité	154
VI.11.Ferraillage du radier	155
VI.11.1.Méthode de calcul.....	156
VI.11.2.Vérification de la continuité des moments	159
VI.12.Schéma de ferraillage	161

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I. 1 Situation géographique du projet.....	1
Figure I. 2 Façade principal.....	2

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure II. 1 Plancher corps creux	10
Figure II. 2.Schéma des détails d'un escalier	13
Figure II. 3.Schéma statique de la volée 1	14
Figure II. 4.Schéma statique de la volée 2	15
Figure II. 5.Schéma statique de la volée 3	15
Figure II. 6.Coupe transversal	17
Figure II. 7.Coupe des voiles en plan.....	19
Figure II. 8.Poteau plus sollicité.....	25

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III. 1.Diagramme des moments fléchissant a L'ELU	36
Figure III. 2.Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU	37
Figure III. 3.Diagramme des moments fléchissant à ELS.....	37
Figure III. 4.Diagramme des efforts tranchants à ELS.....	38
Figure III. 6.Ferraillage de la dalle décompression.....	47
Figure III. 5.Ferraillage des poutrelles	47
Figure III. 7.Ferraillage du plancher	47
Figure III. 8.Schéma présentatif du balcon « console »	48
Figure III. 9.Schéma statique du balcon à l'ELU.....	48
Figure III. 10.Schéma statique du balcon à l'ELS	49
Figure III. 11.Ferraillage du balcon.....	53
Figure III. 12.Ferraillage de la dalle de salle machine	63
Figure III. 13.Diagramme des efforts internes de l'acrotère	64
Figure III. 14.Section de calcul d'acrotère.....	66
Figure III. 15.Ferraillage de l'acrotère	70
Figure III. 16.Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELU	71
Figure III. 17.Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELS.....	73
Figure III. 18.Ferraillage de volée 1 et 3.....	79
Figure III. 19.Schéma statique du volée 2 à l'ELU / à l'ELS	80

Figure III. 20.Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU/à l'ELS.....	84
Figure III. 21.Ferraillage de la poutre brisée.....	89

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure IV. 1.Spectre de réponse	94
Figure IV. 2.Schéma de la structure en 3D	95
Figure IV. 3.La disposition des voiles.....	96
Figure IV. 4.1er mode de translation selon le sens X-X de période $T = 0.593$ sec.....	100
Figure IV. 5.2ème mode de translation selon Y-Y de période $T = 0.532$ sec.....	100
Figure IV. 6.3ème mode de rotation de période $T = 0.358$ sec.....	101
Figure IV. 7.Moment de renversement	109

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Figure V. 1. Les sollicitations exercées sur le poteau	114
Figure V. 2.Schémas de ferraillage des poteaux	124
Figure V. 3.Schéma de ferraillage des poutres principal	133
Figure V. 4.Schéma de ferraillage des poutres secondaire.....	134
Figure V. 5.Sollicitations des voiles.....	134
Figure V. 6. Disposition des armatures verticales dans le voile	136
Figure V. 7. Schéma de ferraillage du voile V_{x4}	144

CHAPITRE VI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1.Schéma de transmission des charges	152
Figure VI. 2.Schéma de transmission des charges	152
Figure VI.3.Schéma du radier générale.....	153
Figure VI.4.Diagramme des contraintes.....	153
Figure VI.5.Le panneau le plus sollicité.....	157
Figure VI.6.Schéma de ferraillage de radier en appui et en travée a L'ELU	161
Figure VI.7.Schéma de ferraillage de radier en appui et en travée a L'ELS.....	162

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I.1 Dimensions de l'ouvrage.....	2
Tableau I. 2.Les combinaisons d'actions.....	5
Tableau I. 3 Dosage du béton.....	5
Tableau I. 4.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	9

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau II. 1.Les épaisseurs de dalle pleine	12
Tableau II. 2.Evaluation des charges d'un plancher corps creux d'une terrasse inaccessible .	21
Tableau II. 3.Evaluation des charges d'un plancher corps creux d'étage courant	21
Tableau II. 4.Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une cage d'ascenseur.....	22
Tableau II. 5.Evaluation des charges d'un balcon.....	22
Tableau II. 6.Evaluation des charges du volée	23
Tableau II. 7.Evaluation des charges du palier	23
Tableau II. 8.Evaluation des charges des murs extérieurs	24
Tableau II. 9.Evaluation des charges des murs intérieurs	24
Tableau II. 10.Evaluation des charges de l'acrotère	24
Tableau II. 11.Tableau de loi de dégressions des charges d'exploitations.....	26
Tableau II. 12.descente de charge poteaux intermédiaires.....	26
Tableau II. 13.descente de charge poteaux intermédiaires.....	28
Tableau II. 14.Tableau récapitulatif de vérification des sections.....	28

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III. 1.Evaluation des charges dans chaque plancher.....	32
Tableau III. 2.Type des poutrelles du bâtiment.....	33
Tableau III. 3. Valeurs des coefficients.....	35
Tableau III. 4.Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELU	35
Tableau III. 5. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELS.....	36
Tableau III. 6. Efforts maximaux en appuis et en travée à l'ELU	38
Tableau III. 7. Efforts maximaux en appuis et en travée à l'ELS	38
Tableau III. 8.Résultat de calcul des sections d'armatures en appuis et en travée.....	41
Tableau III. 9.Résultat des vérifications à l'ELU.....	43
Tableau III. 10.Résultat des vérifications à la compression à l'ELS	44
Tableau III. 11.Résultat des vérifications de la flèche à l'ELS	46

Tableau III. 12.Ferraillage du balcon.....	50
Tableau III. 13.Résultats des vérifications à l'ELU.....	51
Tableau III. 14.Résultats des vérifications à la compression du béton.....	52
Tableau III. 15.Résultats du ferraillage de la dalle machine.....	60
Tableau III. 16.Résultats des vérifications à l'ELU.....	62
Tableau III. 17.Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	63
Tableau III. 18.Résultat du ferraillage de l'acrotère.....	68
Tableau III. 19.Résultat des vérifications à l'ELU.....	68
Tableau III. 20.Résultat de vérification des contraintes à L'ELS.....	69
Tableau III. 21.Charges et Sollicitations de l'escalier.....	71
Tableau III. 22.Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « volée 1 ».....	75
Tableau III. 23.Résultats du ferraillage du volée (1).....	77
Tableau III. 24.Résultats des vérifications à l'ELU.....	78
Tableau III. 25.Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	78
Tableau III. 27.Résultat des sollicitations appliquées sur volée (2).....	80
Tableau III. 28.Résultats du ferraillage du volée 2.....	81
Tableau III. 29.Résultats des vérifications à l'ELU.....	82
Tableau III. 30.Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	83
Tableau III. 31.Charges appliquées sur la poutre brisée.....	84
Tableau III. 32.Moment et effort tranchant de la poutre brisée.....	85
Tableau III. 33.Résultats du ferraillage de la poutre brisée.....	87
Tableau III. 34.Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	88

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau IV. 1.Facteur d'amplification dynamique moyen.....	92
Tableau IV. 2.Facteur de qualité « Q ».....	93
Tableau IV. 3.Centre de masse, de torsion, et l'excentricité des différents niveaux.....	98
Tableau IV. 4.Mode de vibration et participation massique.....	99
Tableau IV. 6.L'effort tranchant modal.....	102
Tableau IV. 7.Combinaison des réponses modales.....	103
Tableau IV. 8.Vérification de la force sismique statique & dynamique.....	104
Tableau IV. 9.Vérification des déplacements latéraux inter-étage (sens X-X).....	105
Tableau IV. 10.Vérification des déplacements latéraux inter-étage (sens Y-Y).....	105
Tableau IV. 11.Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens X-X).....	106
Tableau IV. 12.Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens Y-Y).....	107
Tableau IV. 13.Vérification de l'effet (P- Δ) sens X-X.....	108
Tableau IV. 14.Vérification de l'effet (P- Δ) sens Y-Y.....	108
Tableau IV. 15.Calcul de moment de renversement sens X-X.....	110
Tableau IV. 16.Calcul de moment de renversement sens Y-Y.....	110

Tableau IV. 17.Calcul du centre de gravité de torsion.....	111
Tableau IV. 18.Vérification du renversement.....	111
Tableau IV. 19.Vérification de l'effort normal réduit.....	112

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau V. 1. Combinaisons d'actions.....	113
Tableau V. 2. Combinaisons d'actions.....	114
Tableau V. 3. Armatures minimales et maximales pour chaque zone	116
Tableau V. 4.Les sollicitations obtenues par ETABS sous combinaisons durables	116
Tableau V. 5.Les sollicitations obtenues par ETABS sous combinaisons accidentelle.....	116
Tableau V. 6.Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux	119
Tableau V. 7. Ferraillage transversal adopté pour les poteaux	122
Tableau V. 8.Vérification des efforts tranchants.....	122
Tableau V. 9.Vérification des contraintes aux cisaillements	123
Tableau V. 10.Vérification des contraintes à L'ELS	123
Tableau V. 11.Ferraillage de poutres principales (30x40)	129
Tableau V. 12.Ferraillage de poutres secondaires (30x35)	130
Tableau V. 13.Vérification du cisaillement du béton.....	131
Tableau V. 14.Vérification des contraintes des poutres principales	132
Tableau V. 15.Vérification des contraintes des poutres secondaires	132
Tableau V. 16.Vérification de la flèche	133
Tableau V. 17.Résultats des vérifications du voile V_{X4}	143
Tableau V. 18.Résultats des ferrailrages du voile ($L=2$ m).....	144

CHAPITRE VI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1.Les efforts normal des poteaux	147
Tableau VI.2.les efforts normal des voiles.....	147
Tableau VI.3.le centre de gravité du bâtiment dans sens x, y	153
Tableau VI.4. Vérification des contraintes.....	154
Tableau VI.5. Vérification de soulèvement	155
Tableau VI.6. Vérification de renversement	155
Tableau VI.7. Calcul des moments	157
Tableau VI.8. Le ferraillage a L'ELU	158
Tableau VI.9. Le ferraillage a L'ELS.....	158
Tableau VI.10.Vérification de la continuité des moments	159
Tableau VI.11.Vérification des contraintes à l'ELS (sens $X - X$)	160
Tableau VI.12.Vérification des contraintes à l'ELS ($Y - Y$).....	160

liste des symboles

liste des symboles

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

a : largeur de poteau.

c : l'enrobage.

b : largeur de poutres.

h : hauteur de poutres.

\emptyset : Diamètre des armatures.

Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant à la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultimes.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, excentricité.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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.

Y : Position de l'axe neutre.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

E : Module de Young.

h_e : hauteur d'étage.

ν : Coefficient de poisson.

E : action sismique.

Introduction générale

Introduction générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure à fin de mieux prévoir sa réponse sismique a un niveau d'accélération donné.

En effet l'ingénieur est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portantes du sol ainsi que les contraintes architecturales.

Le cycle de formation d'ingénieur en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+6) contreventé par voiles qui doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir

- Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armé suivant la méthode des états limites(BAEL91).

Pour notre étude, nous nous sommes basés sur les choix du système de contreventement qui joue un rôle important dans la stabilité de la structure.

- Notre travail est regroupé en six chapitres : Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage et le pré dimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre présente l'étude de l'action sismique sur la structure.
- Le cinquième chapitre a pour objet le calcul du ferrailage des portiques et des voiles.
- Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

L'ensemble des chapitres présentés ont comme finalité l'étude d'une structure parasismique qui va être illustrée tout au long de notre travail.

CHAPITRE 1

présentation de l'ouvrage

I. Introduction

Pour qu'une étude génie civil d'une structure soit faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des matériaux utilisés dans sa réalisation est nécessaire, c'est ce qui fait l'objet de ce chapitre.

I.1 Aperçu générale du projet

I.1.1 Aspect géophysique

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (**R+6**) en béton armé à usage multiples (d'habitation), implanté à **Bouira**, classé selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/Version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**zoneII_a**). Selon le rapport du sol, la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible de **2 bars**.

I.1.2 Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc.



Figure I. 1 Situation géographique du projet



Figure I. 2 Façade principal

I.1.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Tableau I.1 Dimensions de l'ouvrage

Dimensions		Valeurs (m)
Hauteur total du bâtiment (H_t)		23.42
Hauteur de RDC (H_{RDC})		3.06
Hauteur de étage courant (H_{ec})		3,06
Longueur total	Façade principale	13.74
	Façade postérieure	12.44
Largeur total		15.8
Surface totale du bâtiment (m^2)		150.44

I.2 Choix du système de contreventement

Notre structure sera contreventée par un système de contreventement mixte (Voiles et Portiques).

Pour un système de contreventement mixte, et selon le RPA99/version2003, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.3 Présentation des règles de CBA

I.3.1 Règles et Normes utilisées

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA99 /version 2003.
- ✓ BAEL91/modifiées 99.
- ✓ CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2
- ✓ DTR B.C.2.33.1

I.3.2. Etats limites

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour duquel une structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur. Il existe deux types d'état limite.

I.3.2.1. Etat limite ultime (ELU)

Correspond à la limite :

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction.
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Soit de la stabilité de forme.

I.3.2.2. Etat limite de service (ELS)

Correspond à l'état limite :

- ✓ De compression de béton.
- ✓ D'ouverture des fissures.
- ✓ De déformation.

I.3.3 Actions et combinaisons d'actions

I.3.3.1. Les actions

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

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitations.
- ✓ Des actions accidentelles.

- ✓ **Les actions permanentes (G)**

Sont les charges qui ont une intensité constante ou très peu variables dans le temps, elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Le poids des éléments de la structure.
- ❖ Le poids des poussées des terres et des poussées des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

- ✓ **les actions variables (Q)**

Sont les charges qui ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitation.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.
- ❖ Les charges amenées en cours d'exécution.

✓ **Les actions accidentelles**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

3.3.2. Les combinaisons d'actions

Tableau I. 2. Les combinaisons d'actions

		Combinaison d'actions	
Situations	durables	ELU	$1,35 G + 1,5 Q$
		ELS	$G+Q$
	accidentelles		$G + Q \pm E$
			$0,8 G \pm E$
			$G + Q \pm 1,2 E$

Avec : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effort sismique

I.4. Caractéristiques des matériaux

I.4.1. Béton

Le béton est un matériau de construction constitué de granulats (gravier et sable), d'un liant (le ciment), de l'eau (eau de gâchage), et améliorer par des adjuvants.

I.4.1.2. Dosage du béton

Le dosage du béton est fait pour un volume de 1m^3 .

Tableau I. 3 Dosage du béton

Composant	Dosage (L)
Sables (0/5)	800
Gravier (5/25)	400
Ciment	350 (kg/m ³)
Eau	175
Masse volumique	2500 (kg/m ³)

4.1.3. Les caractéristiques mécaniques du béton

✓ La résistance à la compression

La résistance caractéristique du béton à la compression (f_{cj}), est donnée par la formule :

a. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours.}$$

b. Pour des résistances $f_{c28} \geq 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours.}$$

c. Au-delà de $j=28$ jours

$$f_{cj} = f_{c28}.$$

Dans notre cas on adopte $f_{cj} = f_{c28} = 25$ MPa.

✓ La résistance à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est définie par la formule : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 60$ MPa.

Pour $f_{c28} = 25$ MPa : $f_{tj} = 2,1$ MPa.

✓ Module déformation longitudinale

a. Module d'élasticité instantanée

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj} f_{c28}} \leq 60 \text{ MPa}$$

On prend pour $f_{c28} = 25$ MPa : $E_{ij} = 32164,195$ MPa.

b. Module d'élasticité différée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj} f_{c28}} \leq 60 \text{ MPa}$$

On prend pour $f_{c28} = 25$ MPa : $E_{vj} = 10818,865$ MPa.

✓ **Contraintes limites**

a. A l'ELU

• **Contrainte ultime de compression**

Elle est définie par la formule suivante : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, $\theta = 1$ $t \geq 24$ heures.

$f_{bu} = 14,17$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$ MPa pour : $\gamma_b = 1,15$

• **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\bar{\tau} = 3,33\text{Mpa}$ fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = 2,5\text{Mpa}$ fissuration préjudiciable.

b. A l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

I.4.2. L'acier

L'acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, est caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000\text{MPa}$.

I.4.2.1. Les caractéristiques mécaniques d'acier

✓ Résistance caractéristique d'acier

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

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

✓ Contrainte limite

a. A l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \dots \text{dans le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \dots \text{dans le cas accidentel.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

b. A l'ELS

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour les armatures on des lisses.

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérences.

I.5. Hypothèses de calcul

a. A l'ELU

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris

égal à: $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$, n : est appelé coefficient d'équivalence.

b. A l'ELS

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰ en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée.}$$

I.6. Conclusion

Tableau I. 4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristiques mécaniques			Valeurs(MPa)	
BETON	f_{c28}			25	
	f_{t28}			2,1	
	E_{i28}			32164,195	
	E_{v28}			10818,865	
	ELU	f_{bu}	Situation accidentel	14,17	
			Situation durable	18,48	
		$\bar{\tau}$	Fissurations peu préjudiciables	3,33	
Fissurations préjudiciables			2,5		
ELS	$\bar{\sigma}_{bc}$		15		
ACIER	f_e			400	
	E_s			200000	
	ELU	σ_s	Situation accidentel	400	
			Situation courante	348	
	ELS	$\bar{\sigma}_{st}$	Armatures ronds lisses	Fissurations préjudiciables	159,405
				Fissurations très préjudiciables	130,422
			Armatures hautes adhérences	Fissurations préjudiciables	201,63
Fissurations très préjudiciables				164,972	

CHAPITRE 2

*pré dimensionnement
et descente des charges*

II. Introduction

Le pré-dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Selon les règles du RPA versions 2003, le CBA 93, le BAEL91.

II.1. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

II.1.1. Les planchers

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

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

II.1.1.1. Plancher corps creux

Ce type de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de :

Poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

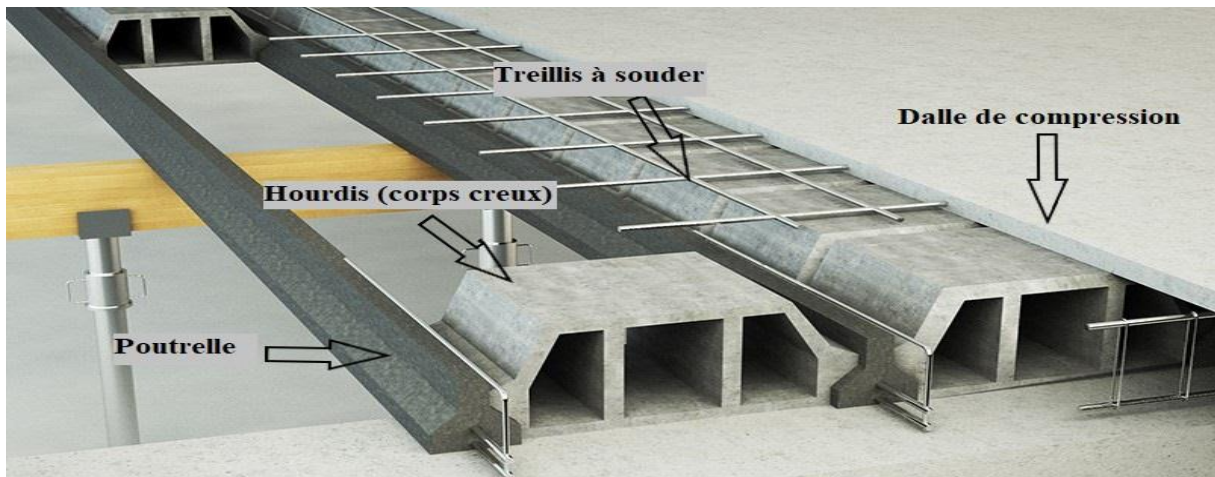


Figure II. 1 Plancher corps creux

❖ Dimensionnement

D'après le BAEL 91, la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{\min(l_{x \max} ; l_{y \max})}{22,5}$$

Avec : h_t : C'est l'épaisseur du plancher.

$l_{x \max}$: Distance maximale entre nus d'appuis suivant l'axe (ox).

$l_{y \max}$: Distance maximale entre nus d'appuis suivant l'axe (oy).

$$l_{x\max} = 535\text{cm.}$$

$$l_{y\max} = 420\text{cm. } h_t \geq 18,66 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{\min(535 ; 420)}{22,5} = \frac{420}{22,5} = 18.66 \text{ cm.}$$

Donc on adopte une épaisseur de plancher de **20 cm = (16+4)** avec 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.

❖ **Les poutrelles**

❖ **Définition**

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

❖ **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- a. Le critère de la petite portée.
- b. Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

❖ **Dimensionnement des poutrelles**

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t$$

Avec **b₀** : La largeur de la nervure.

h_t : La hauteur totale de la poutrelle.

Pour **h_t = 20cm** on adopte **b₀ = 12 cm**.

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right)$$

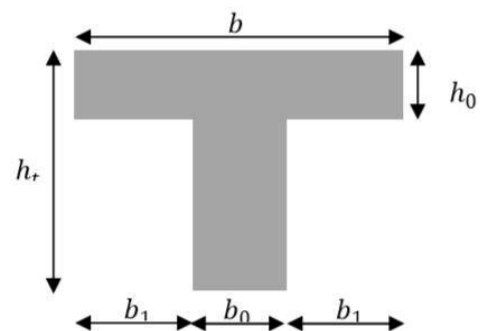
Avec : **b₀** : La demi largeur de la dalle de compression sans prendre en compte la largeur de la nervure « **b₀** ».

l₀ : Distance entre nus de deux poutrelles successive.

l_{max} : Distance entre axes d'appuis des poutrelles.

$$\left. \begin{array}{l} l_0 = 50 \text{ cm} \\ l_{\max} = 535\text{cm} \end{array} \right\} b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{50}{2} ; \frac{535}{10} \right) \dots\dots\dots b_1 = 25 \text{ cm.}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$



Avec : **b** : La largeur total de la table de compression.

b = 2 × 25 + 12 = 62 cm, donc on adopte **b = 65 cm**.

II.1.1.2. Plancher dalle pleine

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine, ils sont encastrés dans les planchers et sont calculés comme étant des consoles.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par : **e ≥ L/10**

L : largeur du balcon.

On prend comme épaisseur : **e ≥ 130 / 10 e ≥ 0.130 m**

e = 15 cm.

Tableau II. 1. Les épaisseurs de dalle pleine

Panneau	Epaisseur (cm)
Balcon	15

II.1.2. La dalle de salle machine

L'ascenseur est un transport (des personnes ou des chargements) vertical assurant le déplacement en hauteur (entre les étages d'un bâtiment).

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre bâtiment contient une cabine d'ascenseur de surface (1,8 × 1,3) m², et d'une épaisseur déterminer d'après la vérification des conditions suivantes :

- $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \dots \dots \dots \frac{130}{50} \leq e \leq \frac{130}{40} \dots \dots \dots 2,6 \leq e \leq 3.25 \text{ cm.}$
- Condition de l'E.N.A (l'entreprise nationale des ascenseurs) préconise que l'épaisseur de la dalle machine **e ≤ 25cm.**

Donc on adopte une épaisseur de **15cm.**

II.1.3. Les escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

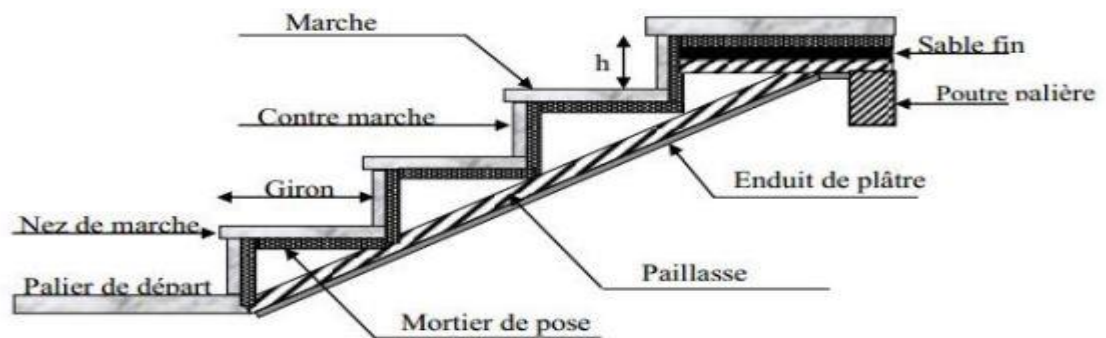


Figure II. 2. Schéma des détails d'un escalier

II.1.3.1. Pré-dimensionnement

- Pour dimensionner les marches (giron) on doit utiliser la formule de **BLONDEL** :

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

g : Profondeur de la marche (le giron).

h : Hauteur de contre marche donnée par : $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

- Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

H : Hauteur d'étage.

- Nombre de marche : **n-1**

- L'épaisseur de la paillasse : $\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20}$

L_v : Longueur développée entre les appuis.

- L'angle d'inclinaison du volée: $\alpha = \arctan \left(\frac{h_0}{L_0} \right)$

L₀ : Longueur projetée de la volée.

h₀ : Hauteur du volée : $h_0 = n \times h$

II.1.3.2. Types d'escalier

Notre projet contient deux types d'escalier :

- **Type 1** : escalier à trois volée. (RDC+ETAGES COURANTS)
- **Type 2** : escalier à deux volée (1^{ier} NIVEAU+2ieme NIVEAU).

Hauteur de contre marche : **h=17 cm**

Le giron : $60 \leq g+2h \leq 64 \text{ cm} \implies 60 - 2h \leq g \leq 64 - 2h$
 $\implies 26 \leq g \leq 30 \text{ cm}$

- On prend : **g = 30 cm.**

❖ **Type 1** : escalier à trois volée

Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \implies n = 18 \text{ contre marches.}$

Nombre de marche : $n - 3 = 18 - 3 = 15 \text{ marches.}$

✓ **Volée 1 :**

n =7 contre marches

n-1=6 marches

$h_0 = n \times h = 7 \times 17 = 119 \text{ cm}$

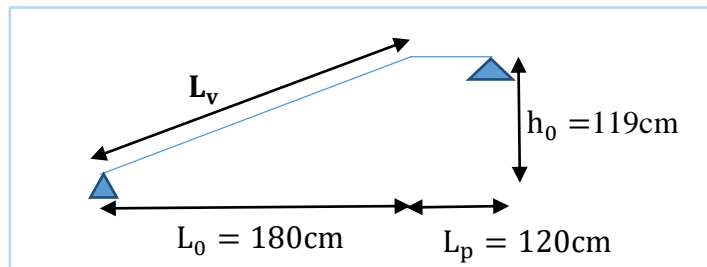


Figure II. 3.Schéma statique de la volée 1

$L_p = 120 \text{ cm}$

$L_v = L_p + \sqrt{h_0^2 + L_0^2} = 120 + \sqrt{119^2 + 180^2} = 336 \text{ cm}$

$\alpha = \arctan \left(\frac{h_0}{L_0} \right) = \arctan \left(\frac{119}{180} \right) = 0,661 . \alpha = 33.46^\circ$

L'épaisseur de la paillasse : $\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \dots\dots\dots \frac{336}{30} \leq e \leq \frac{336}{20} \dots\dots e = 14 \text{ cm}$

On adopte : **e = 15 cm.**

✓ Volée 2 :

$n = 3$ contre marches

$n-1 = 2$ marches

$h_0 = n \times h = 3 \times 17 = 51 \text{ cm}$

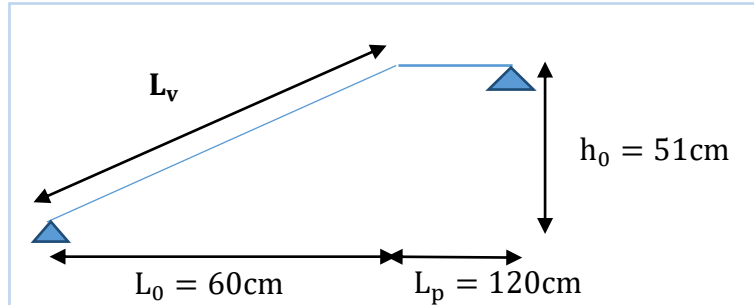


Figure II. 4. Schéma statique de la volée 2

$$L_v = L_p + \sqrt{h_0^2 + L_0^2} = 120 + \sqrt{51^2 + 60^2} = 198,74 \text{ cm}$$

$$L_v = 198,74 \text{ cm}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h_0}{L_0}\right) = \arctan\left(\frac{51}{60}\right) = 0,85. \alpha = 40,36^\circ$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse : } \frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \dots \dots \dots \frac{198,74}{30} \leq e \leq \frac{198,74}{20} \dots \dots \dots e = 16,55 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$

✓ Volée 3 :

$n = 8$ contre marches

$n-1 = 7$ marches

$h_0 = n \times h = 8 \times 17 = 136 \text{ cm}$

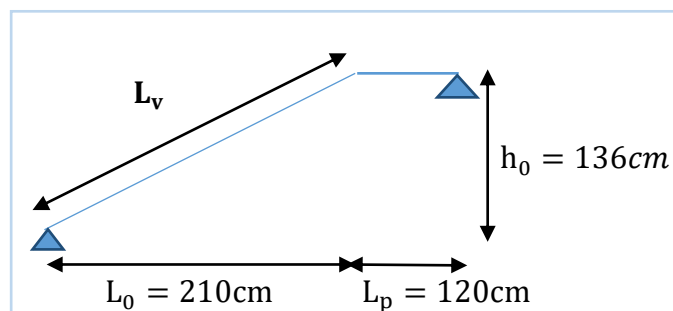


Figure II. 5. Schéma statique de la volée 3

$$L_v = L_p + \sqrt{h_0^2 + L_0^2} = 120 + \sqrt{136^2 + 210^2} = 370.19 \text{ cm} \quad , \quad L_v = 370.1 \text{ cm}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h_0}{L_0}\right) \alpha = 32.90^\circ$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse : } \frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \quad \frac{370.19}{30} \leq e \leq \frac{370.19}{20} \quad e = 15.41 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$

❖ **Type 2** : escalier à deux volées

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17}$$

$n = 18$ contre marches.

Nombre de marche : $n - 2 = 18 - 2 = 16$ marches.

✓ **Volée 1** :

➤ $n = 10$ contre marches.

➤ $n - 1 = 9$ marches.

➤ $h_0 = n \times h = 10 \times 17 = 170 \text{ cm}$

$L_p = 120 \text{ cm}$

$$L_v = L_p + \sqrt{h_0^2 + L_0^2} = 120 + \sqrt{170^2 + 180^2} = 367.58 \text{ cm}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h_0}{L_0}\right) = \arctan\left(\frac{170}{180}\right) = 0.944 \alpha = 43.36$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse : } \frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \quad \frac{367.58}{30} \leq e \leq \frac{367.58}{20} \quad e = 15.3 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$

II.1.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, fait en béton armé, encastré à sa base au plancher terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

➤ **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \gamma_b \times S_{ac} \times 1ml$$

G : poids propre de l'acrotère par ml.

γ_b : Poids volumique du béton.

S_{ac} : Surface de l'acrotère.

$$S_{ac} = (60 \times 10) + (7 \times 15) + \left(\frac{15 \times 8}{2}\right)$$

$$S_{ac} = 765 \text{ cm}^2 = 0,0765 \text{ m}^2.$$

$$G = 25 \times 0,0765 \times 1$$

$$G = 1.9125 \text{ KN/ml}$$

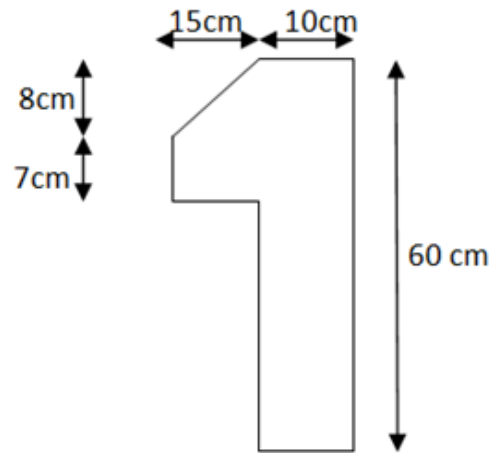


Figure II. 6. Coupe transversal

II.2. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.2.1. Les poutres

Sont des éléments porteurs en béton armé, horizontaux, leur rôle c'est la transmission des charges aux poteaux.

Selon le BAEL91, le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec :

L_{max} : la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis

h : la hauteur de la poutre

II.2.1.1. Poutre principale (PP)

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 535 \text{ cm} \dots\dots\dots 35.66 \text{ cm} \leq h \leq 53.5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \dots\dots\dots 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } b = 30 \text{ cm}$$

Selon les vérifications du **RPA 99 / version 2003** :

- $b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots$ condition vérifiée
- $h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots$ condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1.16 < 4 \text{ cm} \dots\dots$ condition vérifiée

Donc on adopte pour les poutres principales une section rectangulaire : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$.

II.2.1.2. Poutre secondaire (PS)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 420 \text{ cm} \qquad 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}.$$

Donc on prend la hauteur minimale du **RPA 99/V2003**: $h = 35 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \dots\dots\dots 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$$

$$\text{Donc: } b = 30 \text{ cm}.$$

Selon les vérifications du **RPA 99 / version 2003** :

- $b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots$ condition vérifiée
- $h = 35 = 30 \text{ cm} \dots\dots$ condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1 < 4 \text{ cm} \dots\dots$ condition vérifiée

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section rectangulaire : $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$.

II.2.2. Les voiles

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui servent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire aux conditions du **RPA99 VERSION2003** suivantes : $e_{min} = 15 \text{ cm}$

$$L \geq 4 \times e$$

$$e \geq \max \left(e_{min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

Avec : e : épaisseur du voile.

L : la largeur du voile.

h_e : La hauteur libre d'étage (hauteur d'étage – hauteur de la poutre secondaire).

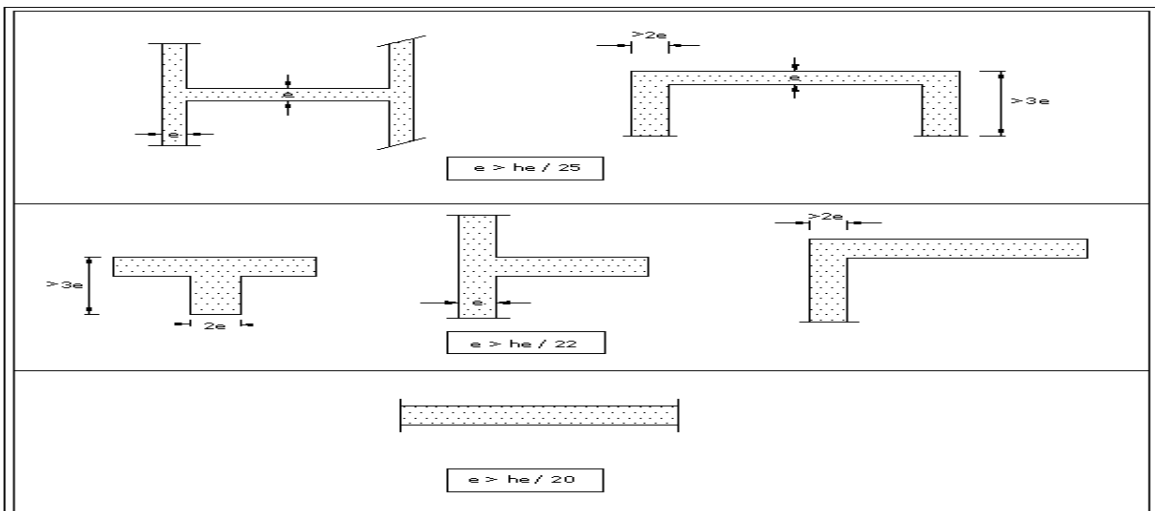


Figure II. 7. Coupe des voiles en plan

Dans notre projet on a un seul type de voiles donc : $e \geq \max \left(e_{min} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$.

• **Pour RDC+ Pour étage courant**

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm.}$$

$$e = \max \left(15 ; \frac{276}{22} ; \frac{276}{20} \right) e = \max (15; 12; 13.8) \text{ cm} \implies e = 15 \text{ cm}$$

On adopte comme dimensions des voiles :

✓ $e = 15 \text{ cm}$

✓ $L \geq 4 \times 15 \dots \dots \dots L = 60 \text{ cm.}$

II.2.3. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs, faits en béton armé, rectangulaire ou circulaire, ils assurent la transmission des charges aux fondations, leur pré-dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91**.

Le dimensionnement des poteaux sont calculées à l'ELU selon les règles du **BAEL91** et les vérifications selon le **RPA99/V2003**, selon la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{k \beta N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85}{100} f_{ed}}$$

Avec: B_r : section réduite du Poteau (cm²).

N_u : L'effort ultime revenant au poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1,1 \dots \text{si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ k = 1,2 \text{ et } f_{c28} \text{ devient } f_{cj} \dots \text{si plus de la majeure partie des charges est appliquée} \\ \text{avant 28 jours.} \\ k = 1 \dots \text{pour les autres cas.} \end{array} \right.$$

β : coefficient dépendant de l'élanement mécanique $\ll \lambda \gg$ des poteaux qui est définie comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50. \\ \beta = \frac{0,85 \lambda^2}{1500} \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

Avec: $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$ et a : la plus petite cote.

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1,2$

$$B_r \geq \frac{2 \times 1,2 \times N_u \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14,2}{0,9} + \frac{0,85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4 = 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

Et on adopte un poteau carré de : $B_r = (a-2)^2 a = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)}$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99/V 2003**.

II.3. Evaluation des charges et des surcharges

❖ Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Tableau II. 2.Evaluation des charges d'un plancher corps creux d'une terrasse inaccessible

Eléments constitutants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Couche de gravier	0.05	17	0.85
Etanchéité multi couche	0,02	6	0.12
Béton en forme de pente	0,06	22	1.32
Feuille de polyrène	/	/	0,01
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle en corps creux	(16+4)	14	2,8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Total charges permanentes	G = 7,18KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1,00KN/m²		

❖ Plancher étage courant (corps creux)

Tableau II. 3.Evaluation des charges d'un plancher corps creux d'étage courant

Eléments constitutants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0,10	10	1
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
Plancher à corps creux	0,16+0,04	14,25	2,85
Totale charges permanentes	G = 5,48 KN/m²		
Charge d'exploitation habitation	Q = 1,5 KN/m²		

❖ Dalle pleine (cage d'escalier)

Tableau II. 4. Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une cage d'ascenseur

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en mortier	0,015	18	0,27
Totale charges permanentes	G = 5,18 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 2,5 KN/m²		

❖ Balcon

Tableau II. 5. Evaluation des charges d'un balcon

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en mortier	0,015	18	0,27
Totale charges permanentes	G = 6,49 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 3,5 KN/m²		

❖ Escalier

✓ Paillasse« volée »

Tableau II. 6.Evaluation des charges du volée

Eléments co ² nstituants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » du Volée (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Lit de sable	0,03	18	0,54
Chappe de ciment	0,02	20	0,4
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Marches	0,17/2	22	1,87
Totale charges permanentes	G = 7,61 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 2,5 KN/m²		

✓ Palier

Tableau II. 7.Evaluation des charges du palier

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » du Volée (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
Totale charges permanentes	G = 5,49 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 2,5 KN/m²		

❖ Murs extérieurs doubles cloisons

Tableau II. 8. Evaluation des charges des murs extérieurs

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,03	18	0,54
Brique creuse extérieure	0,15	9	1,35
Brique creuse intérieure	0,10	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Totale charges permanentes	G = 2,99 KN/m²		

❖ Murs intérieurs

Tableau II. 9. Evaluation des charges des murs intérieurs

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,03	18	0,54
Brique creuse	0,10	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,15
Totale charges permanentes	G = 1,59 KN/m²		

❖ Acrotère

Tableau II. 10. Evaluation des charges de l'acrotère

Eléments constituants	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Béton armé	0.0765	25	1.91
Totale charges permanentes	G = 1,9125 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/m²		

II.4. Descente de charge

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

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

➤ Charges et surcharges revenant au poteau central :(plus sollicité)

a) Surface d'influence :

$$S_{\text{plancher}} = S1+S2+S3+S4$$

$$S = 20.90 \text{ m}^2 \dots\dots\dots S_{\text{majorée}} = 20.90 \times 1.15 = 24.03 \text{ m}^2$$

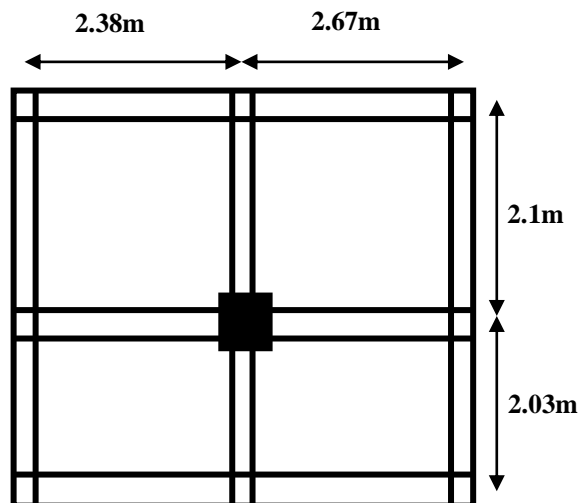


Figure II. 8.Poteau plus sollicité

Tableau II. 11. Tableau de loi de dégressions des charges d'exploitations.

Niveau	Q	Q	NQ(KN)
Terrasse(N1)	1	Q0	24,03
étage 6 (N2)	1,5	Q0+Q1	60
étage 5 (N3)	1,5	Q0+0,95(Q1+Q2)	90,60
étage 4 (N4)	1,5	Q0+ 0,90(Q1+Q2+Q3)	121,33
étage 3 (N5)	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	146,55
étage 2 (N6)	1,5	Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	168,19
étage 1 (N7)	1,5	Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	186,21
RCD (N8)	1,5	Q0+0,70(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)	200,62

Tableau II. 12. descente de charge poteaux intermédiaires

Niveaux	Elément	G (KN)
7-7	Plancher terrasse	$20,90 \times 7,18 = 150,06$
	Poutre principale	$(0,30 \times 0,4 \times 5,05) \times 25 = 15,15$
	Poutre secondaire	$(0,3 \times 0,35 \times (4,13-0,35)) \times 25 = 9,92$
		$G = 175,13$
6-6	Plancher courant	$5,48 \times 20,29 = 111,18$
	Poutre principale	$(0,30 \times 0,4 \times 5,05) \times 25 = 15,15$
	Poutre secondaire	$(0,3 \times 0,35 \times (4,13-0,35)) \times 25 = 9,92$
	Poteau	$(0,35 \times 0,35 \times (3,06-0,04)) \times 25 = 9,24$
		$G = 175,13$
		$C_{\text{cumulé}} = 320,62$
5-5	Plancher courant	$5,48 \times 20,29 = 111,18$
	Poutre principale	$(0,30 \times 0,4 \times 5,05) \times 25 = 15,15$
	Poutre secondaire	$(0,3 \times 0,35 \times (4,13-0,35)) \times 25 = 9,92$
	Poteau	$(0,35 \times 0,35 \times (3,06-0,04)) \times 25 = 9,24$
		$G = 320,62$
		$C_{\text{cumulé}} = 466,11$
4-4	Plancher courant	$5,48 \times 20,29 = 111,18$
	Poutre principale	$(0,30 \times 0,4 \times 5,05) \times 25 = 15,15$

	Poutre secondaire Poteau	$(0.3 \times 0.35 \times (4.13-0,35)) \times 25 = 9,92$ $(0,35 \times 0,35 \times (3,06-0,04)) \times 25 = 9,24$ $G=466,11$ $G_{\text{cumulé}} = 611,6$
3-3	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau	$5,48 \times 20.29 = 111,18$ $(0.30 \times 0.4 \times 5.05) \times 25 = 15.15$ $(0.3 \times 0.35 \times (4.13-0,35)) \times 25 = 9,92$ $(0,35 \times 0,35 \times (3,06-0,04)) \times 25 = 9,24$ $G=611,6$ $G_{\text{cumulé}} = 757,09$
2-2	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau	$5,48 \times 20.29 = 111,18$ $(0.30 \times 0.4 \times 5.05) \times 25 = 15.15$ $(0.3 \times 0.35 \times (4.13-0,35)) \times 25 = 9,92$ $(0,35 \times 0,35 \times (3,06-0,04)) \times 25 = 9,24$ $G=757,09$ $G_{\text{cumulé}} = 902,58$
1-1	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau	$5,48 \times 20.29 = 111,18$ $(0.30 \times 0.4 \times 5.05) \times 25 = 15.15$ $(0.3 \times 0.35 \times (4.13-0,35)) \times 25 = 9,92$ $(0,35 \times 0,35 \times (3,06-0,04)) \times 25 = 9,24$ $G=902,58$ $G_{\text{cumulé}} = 1048,07$
RDC	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau	$5,48 \times 20.29 = 111,18$ $(0.30 \times 0.4 \times 5.05) \times 25 = 15.15$ $(0.3 \times 0.35 \times (4.13-0,35)) \times 25 = 9,92$ $(0,35 \times 0,35 \times (3,06-0,04)) \times 25 = 9,24$ $G=1048,07$ $G_{\text{cumulé}} = 1193,56$

Tableau II. 13. descente de charge poteaux intermédiaires

Etage	G (KN)	Q (KN)	Nu (1.35G+1.5Q)	$B_r = 0,64N_u$ (cm ²)	a (cm ²) $\sqrt[2]{B_r} + 2$	a x b selon RPA	a x b choix
7 ^{ème}	175,13	24,03	272,47	/	/	/	/
6 ^{ème}	320,62	60	522,83	334,61	20,29	30 x 30	35x35
5 ^{ème}	466,11	90,60	765,14	489,68	24,12	30 x 30	35x35
4 ^{ème}	611,6	121,33	1007,65	644,89	27,39	30 x 30	40x40
3 ^{ème}	757,09	146,55	1241,89	794,80	30,19	30 x 30	40x40
2 ^{ème}	902,58	168,19	1470,76	941,28	32,68	30 x 30	45x45
1 ^{er}	1048,07	186,21	1694,20	1084,28	34,92	30 x 30	45x45
RDC	1193,56	200,62	1912,23	1223,82	36,98	30x30	45x45

Tableau II. 14. Tableau récapitulatif de vérification des sections

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
35x35	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 < (b_1/h_1) < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 < (b_1/h_1) < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15,3$ $(h_e/20) = 20,4$	Condition vérifiée
	$1/4 < (b_1/h_1) < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée

✓ **Vérification de flambement**

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0.7 \times L_0$: si le poteau est encasté à ses extrémités et sa longueur est L_0 :

- Soit encasté dans un massif de fondation
- Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part

L_0 : dans les autres cas.

Dans notre cas on a : $L_f = 0.7 \times L_0$

$L_0 = 3.06\text{m}$ Donc : **$L_f = 2.14\text{m}$**

✓ **Poteau (35x35)cm**

$$i = b/\sqrt{12} = 35/\sqrt{12} = 10.10$$

L'élançement géométrique :

$$\lambda = L_f / i$$

$$\lambda = 214.2/10.10 = 21.20 \leq 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

✓ **Poteau (40x40) cm**

$$i = b/\sqrt{12} = 40/\sqrt{12} = 11.54\text{cm}$$

L'élançement géométrique :

$$\lambda = L_f / i$$

$$\lambda = 214.2/11.54 = 18.56 \leq 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

✓ **Poteau (45x45) cm**

$$i = b/\sqrt{12} = 45/\sqrt{12} = 12.99\text{cm}$$

L'élançement géométrique :

$$\lambda = L_f / i$$

$$\lambda = 214.2/12.99 = 16.48 \leq 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

CHAPITRE 3

calcul des éléments secondaires

III. Introduction

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

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les balcons.
- La dalle d'ascenseur.
- L'acrotère
- Les escaliers.

III. 1. Calcul des planchers

III.1.1. Plancher à corps creux

Dans notre projet, nous avons utilisé des planchers à corps creux, ils sont constitués d'hourdis d'épaisseur de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

III.1.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

➤ Calcul des poutrelles

1^{er} Phase : avant le coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égal à 1KN/ml (**d'après DTR B.C.2.2**).

a. Charge permanente

Poids propre de la poutrelle : $G_{\text{poutrelle}} = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.

Poids propre du corps creux : $G_{\text{cc}} = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$.

$G_{\text{totale}} = 0,74 \text{ KN/m}$.

b. Charge d'exploitation

$Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/m}$.

c. Combinaison de charges

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,74) + 1,5(0,65) = 1,97 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS: $q_s = G + Q = 0,74 + 0,65 = 1,39 \text{ KN/ml}$.

d. Calcul du moment

A l'ELU : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{1,97 \times (4,07)^2}{8} = 4,07 \text{ KN.m}$.

A l'ELS : $M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{1,39 \times (4,07)^2}{8} = 2,87 \text{ KN.m}$.

e. Ferrailage avant le coulage

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $M_u = 4,07 \text{ KN.m}$; $b = 10 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 3,6 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{4,07 \times 10^6}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 2,21.$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{\xi_s + 3,5} \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400/1,15}{200000} \times 1000 = 1,74 \Rightarrow \alpha_1 = \frac{3,5}{1,74 + 3,5} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,391.$$

$$\mu_{bu} = 2,21 > \mu_l = 0,391 \quad A' \neq 0 \text{ La section est doublement armée.}$$

En conclusion, les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

2^{ème} Phase : après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre en «T» reposant sur plusieurs appuis.

a. Charge et surcharge et combinaison de charge

A l'ELU: $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$.

A l'ELS: $q_s = (G + Q) \times b \cdot b = 0,65 \text{ m}$

Tableau III. 1.Evaluation des charges dans chaque plancher

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	A l'ELU q_u (KN/m)	A l'ELS q_s (KN/m)
Terrasse inaccessible	7,18	1	7,27	5,31
Etage courant	5,48	1,5	6,27	4,53
RDC	5,48	1,5	6,27	4,53

On calcule le ferrailage pour le cas du plancher le plus défavorable et on le généralise pour les planchers des autres niveaux, d'après le calcul c'est le niveau du terrasse inaccessible qui est le cas le plus défavorable avec : $q_u = 7,27 \text{ KN/m}$.

$q_s = 5,31 \text{ KN/m}$.

b. Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des trois méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

1) Méthode forfaitaire

Le **BAEL 99** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $[Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)]$.
- Le rapport entre deux travées successives : $[0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25]$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées : $[I=\text{constant}]$.
- Fissuration peu nuisible [F.P.N]

Remarque

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on passe à la méthode Caquot.

Tableau III. 2.Type des poutrelles du bâtiment.

Type	Schéma
Type (1)	

a. Vérification des conditions

- **1^{er} Condition**

$Q = 1\text{KN/m}^2$; $G = 7,18\text{ KN/m}^2$

$1\text{KN/m}^2 \leq \max (14,36 ; 5) = 14,36\text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

- **2^{ème} Condition**

$0,8 \leq \frac{4,07}{4,20} \leq 1,25$ $0,8 \leq 0,969 \leq 1,25$Condition vérifiée.

$0,8 \leq \frac{4,20}{3,83} \leq 1,25$ $0,8 \leq 1,096 \leq 1,25$Condition vérifiée.

- **3^{ème} Condition** : le moment d'inertie est constant pour toutes les travées Vérifiée.

- **4^{ème} Condition** : F.P.N..... Condition vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc la méthode est applicable.

b. Exposé de la méthode forfaitaire

✓ **Évaluation des moments**

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes sans pondération.

$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$: Le moment isostatique de la travée, avec « l » longueur entre nus d'appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$.
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

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

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

✓ Evaluation des efforts tranchants

$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$: La valeur de l'effort tranchant sur l'appui de gauche, avec :

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

$V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$: La valeur de l'effort tranchant sur l'appui de droite, avec : $b = L - a$

c. Application de la méthode

❖ Calcul des coefficients

Tableau III. 3. Valeurs des coefficients

Coefficient	Valeur
$\alpha = Q/Q + G$	0,12
$(1 + 0,3\alpha)/2$	0,51
$(1,2 + 0,3\alpha)/2$	0,61

❖ Résultats d'application

✓ A l'ELU

Tableau III. 4. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELU

Type	Type 1			
Travée	1—2	2—3	3—4	
M_0 (KN.m)	14,307	15,236	12,670	
M_t (KN.m)	8,856	7,907	7,842	
M_{tmax} (KN.m)	18,831	23,615	17,112	
a (cm)	2,297	2,1	2,195	
V_w (KN)	-16,396	-15,235	-8,650	
b (cm)	1,773	2,1	1,635	
V_e (KN)	12,648	15,235	20,932	
Appuis	1	2	3	4
M_a (KN.m)	0	-7,618	-7,618	0

✓ A FELS

Tableau III. 5. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELS

Type	Type 1			
Travée	1—2	2—3	3—4	
M_0 (KN.m)	10,435	11,113	9,241	
M_t (KN.m)	6,459	5,767	5,720	
M_{tmax} (KN.m)	13,734	17,224	12,481	
a (cm)	2,297	2,100	2,194	
V_w (KN)	-11,958	-11,112	-6,312	
b (cm)	1,773	2,100	1,636	
V_e (KN)	9,225	11,112	15,257	
Appuis	1	2	3	4
M_a (KN.m)	0	-5,556	-5,556	0

Diagramme du moment et effort tranchant des poutrelles

❖ L'ELU

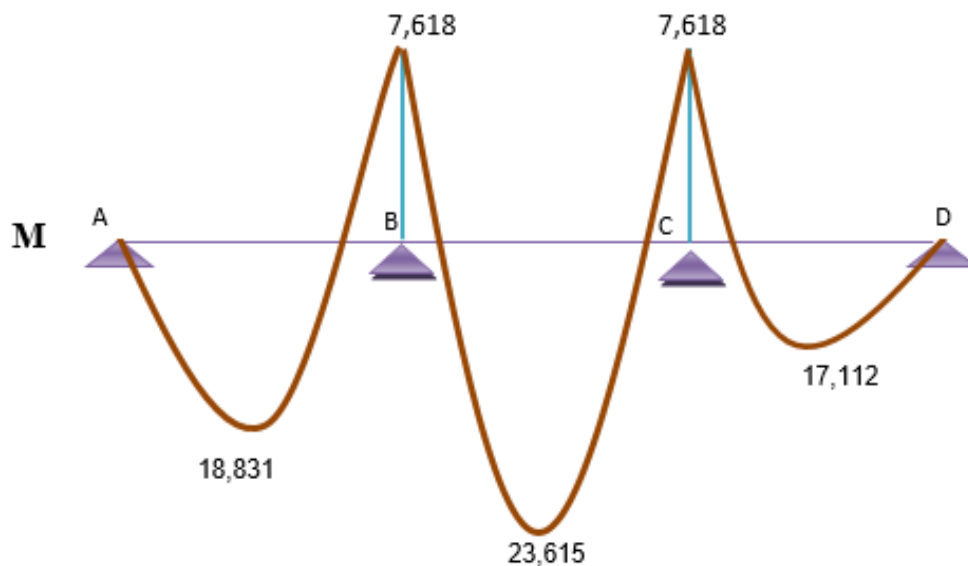


Figure III. 1. Diagramme des moments fléchissant a L'ELU

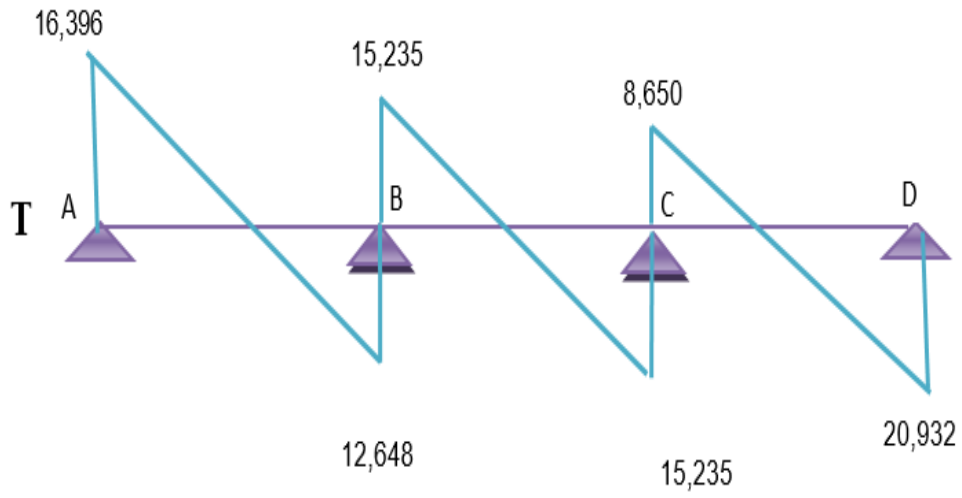


Figure III. 2. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU

❖ L'ELS

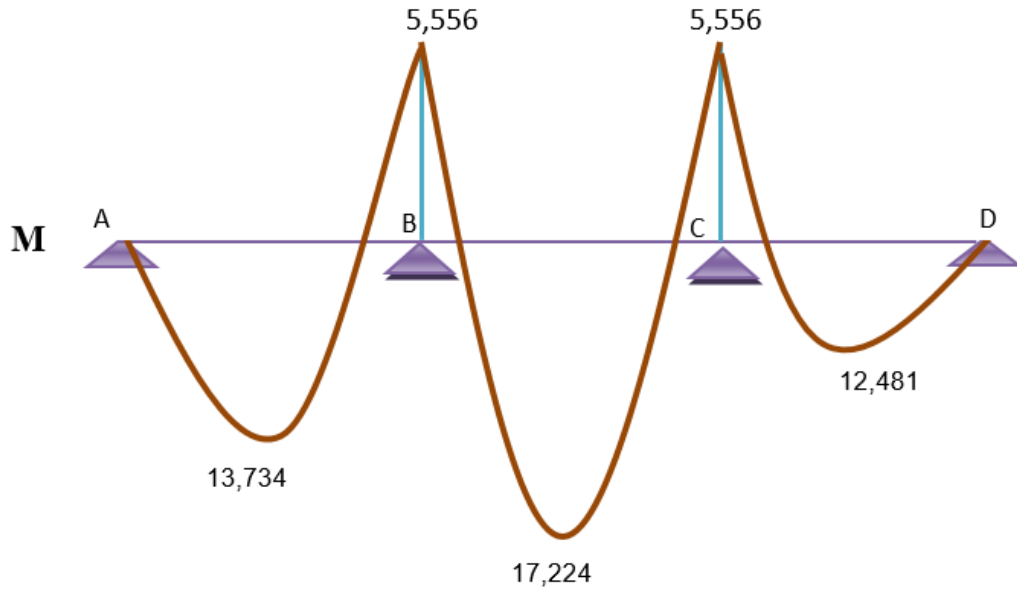


Figure III. 3. Diagramme des moments fléchissant à ELS

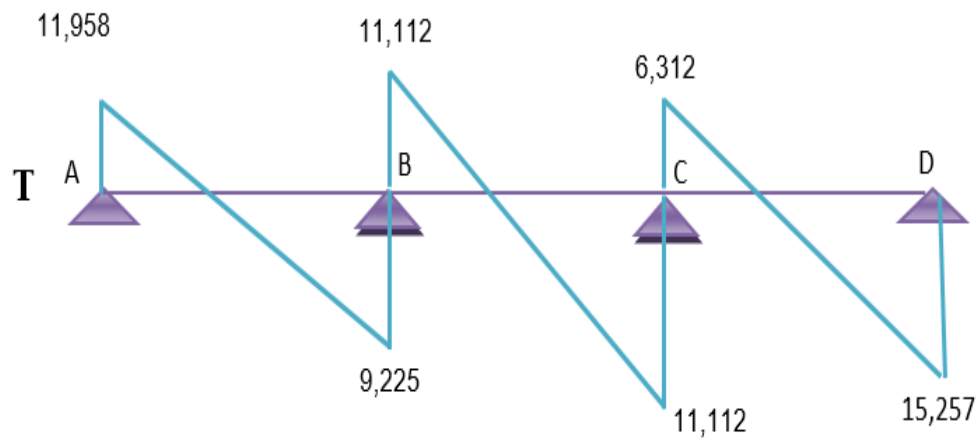


Figure III. 4. Diagramme des efforts tranchants à ELS

c. Ferrailage après le coulage

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée.

Le tableau suivant présente les efforts maximaux en appuis et en travée :

Tableau III. 6. Efforts maximaux en appuis et en travée à l'ELU

Effort maximal	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
valeur	23,615	7,618	20,932

Tableau III. 7. Efforts maximaux en appuis et en travée à l'ELS

Effort maximal	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
valeur	17,224	5,556	15,257

✓ **Calcul des armatures longitudinales**

❖ **En travée**

Le calcul s'effectue comme une poutre de section en T.

Les données

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$, $b = 65 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPA}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$.

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = bh_0f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 58,947 \text{ KN.m.}$$

$M_{tu} = 58,947 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 23,615 \text{ KN.m}$...L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table est partiellement comprimée, la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20) cm².

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » et moment réduit limite « μ_l »

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{bd^2f_{bu}} = \frac{23,615 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,17} = 0,079$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{\xi_s + 3,5} \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400/1,15}{200000} \times 1000 = 1,74 \Rightarrow \alpha_1 = \frac{3,5}{1,74 + 3,5} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,079 < \mu_l = 0,391 \quad A'_s = 0 \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,079}) = 0,102 \quad Z_b = 0,18(1 - 0,4 \times 0,102) = 0,102\text{m}$$

$$A_s = \frac{23,615 \times 10^6}{172 \times 348} = 202,80\text{mm}^2 = 2,02\text{cm}^2$$

On prend : **3HA10 = 2,36cm²**

❖ En appuis

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire ($b \times h$).

Les données

$h = 20 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » et moment réduit limite « μ_l »

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,618 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,17} = 0,025$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{\xi_s + 3,5} \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400/1,15}{200000} \times 1000 = 1,74 \Rightarrow \alpha_1 = \frac{3,5}{1,74 + 3,5} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,025 < \mu_l = 0,391 \quad A'_s = 0 \quad \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{M_{amax}}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0,031$$

$$Z_b = 0,18(1 - 0,4 \times 0,031) = 0,177 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{7,618 \times 10^6}{177 \times 384} = 112,08 \text{ mm}^2 = 1,12 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } \mathbf{2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2}$$

Tableau III. 8.Résultat de calcul des sections d'armatures en appuis et en travée

	M_{amax} (KN.m)	μ_{bu}	A_s' (cm ²)	Z_b (cm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)
Appuis	7,618	0,025	0	17,7	1,12	2HA10	1,57
Travée	23,615	0,079	0	10,2	2,01	3HA10	4,52

✓ **Calcul des armatures transversales 4**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_1 \right\} \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{120}{10}; \frac{200}{35}; 10 \right\} \quad \phi_t \leq \min \{12; 5,714; 10\}$$

$$\phi_t \leq 5,714 \text{ mm.}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec : $2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40 \text{ cm})$$

$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$ On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

d. Vérifications à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 141,2 \text{ mm}^2$$

❖ **En travée**

On remarque que : $A_{\text{min}} = 1,412 \text{ cm}^2 < A_s = 4,52 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

❖ **En appuis**

On remarque que : $A_{\text{min}} = 1,412 \text{ cm}^2 < A_s = 1,57 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

✓ **Cisaillement**

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

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15,98 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,739 \text{ MPa.}$$

On remarque que : $\tau_u = 0,739 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$condition vérifiée, il n'y a pas risque de cisaillement.

✓ **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{20,932 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,371 \text{ MPa.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

On remarque que : $\tau_{se} = 1,371 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$condition vérifiée, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

✓ **Ancrage des barres**

❖ **Ancrage rectiligne**

Les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_S dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_S : La longueur de scellement droit.

$$L_S = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \dots \text{On prend : } L_S = 40 \text{ cm.}$$

❖ **Ancrage de courbe**

Pour les armatures comportant des croches, on prend :

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0,4 \times L_S = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

✓ **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b_0}$$

Avec : $S_t = 15$ cm.

$$\frac{57 \times 400}{0,4 \times 120} = 475 \text{ mm} = 47,5 \text{ cm.}$$

On remarque que : $S_t = 15 \text{ cm} < 47,5 \text{ cm.} \dots$ condition vérifiée.

Tableau III. 9. Résultat des vérifications à l'ELU

Condition	A_{\min} (cm ²)	τ_u (MPa)	τ_{se} (MPa)	L_S (cm)	L_a (cm)	S_t (cm)
Valeur	1,412	0,739	1,047	40	16	15

a. Vérifications à l'ELS

✓ **Moment max**

En appui : $M_{ser}^a = 5,556$ KN.m

En travée : $M_{ser}^t = 17,224$ KN.m

✓ **Effort tranchant**

$V_{\max} = 15,257$ KN.

✓ **Vérification à la compression**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Et : $I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III. 10. Résultat des vérifications à la compression à l'ELS

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	3,916	8323,038	4,487	Condition vérifiée
Appuis	3,267	5867,302	2,928	Condition vérifiée

✓ **L'état limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

✓ **La flèche**

Conditions de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \frac{20}{383} \geq \frac{1}{16} \dots \dots 0,052 < 0,062 \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \dots \dots \frac{20}{383} \geq \frac{1}{10} \frac{17,224}{11,113} \dots \dots 0,052 < 0,0154 \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \frac{2,36}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \dots \dots 0,0109 > 0,0105 \dots \dots \text{CNV}$$

Avec : L = 383 cm : La portée entre nus d'appui.

$M_t = 17,224$ KN.m : Moment maximum en travée

$M_0 = 11,113$ KN.m : Moment isostatique.

$A_s = 2,36$ cm : Section d'armature tendue correspondante.

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche

Le calcul doit vérifier la relation suivante : $\Delta f_t \leq \bar{f}$.

$$\text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{383}{500} = 0,76 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = (f_{vg} - f_{ij}) + (f_{ip} - f_{ig}).$$

$$\text{Tel que : } f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} ; f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} ; f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} ; f_{vg} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}}$$

- **Moment d'inertie fictive I_0**

Centre de gravité Y_G

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left[(b \times h_0) \times \frac{h_0}{2} \right] + \left[b_0 \times \left((h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2} \right) + h_0 \right) \right] + \eta A \times d}{b \times h_0 + (b_0 \times (h - h_0)) + \eta \times A}$$

Moment fictive

$$I_0 = \frac{by_G^3}{3} + b_0 \times \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + \eta A \times (d - y_G)^2$$

- **Evaluation des moments en travée**

$$q_{jser} = b(G - G^*) ; q_{gser} = b \times G ; q_{pser} = b(G + Q)$$

Avec : G^* : la charge du mur de séparation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times L^2}{8} ; M_{gser} = \frac{q_{gser} \times L^2}{8} ; M_{pser} = \frac{q_{pser} \times L^2}{8}$$

Les contraintes σ_s

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser}}{I} (d - y)$$

Calcul de μ

- **Les coefficients**

$$\lambda_i = \frac{0,05bf_{t28}}{2b+3b_0} ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i ; \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si : $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

L'inertie fictive I_f

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fvj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j}$$

Evaluation de la flèche

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} ; f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} ; f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} ; f_{vg} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}}$$

La flèche totale Δf_t

$$\Delta f_t = (0,34 - 0,10) + (0,47 - 0,18) = 0,53 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,53 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau III. 11.Résultat des vérifications de la flèche à l'ELS

Y _G (cm)	I ₀ (cm ⁴)	M (KN.m)			λ		ρ	μ		
5,62	21154,38	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	λ _i	λ _v	0,011	μ _j	μ _g	μ _p
		3,158	5,565	8,989	3,74	1,5		0,346	0,489	0,697
I cm ⁴				F (cm)				Δf _t (cm)		
I _{fij}	I _{fig}	I _{fip}	I _{fvg}	f _{ij}	f _{ig}	f _{ip}	f _{vg}	0,53		
10143,597	8225,864	6451,687	13423,604	0,10	0,18	0,47	0,34			

III.1.1.2. Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : l: Distance entre l'axe des poutrelles.

f_e : Limite élastique des aciers utilisées « Quadrillage de treillis soudé (TLE 520) ».

A_⊥ = 0,5 cm² On prend : 5T5 = 0,98 cm², avec un espacement de : S_t = 20cm.

✓ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$A_{//} = 0,49 \text{ cm}^2$ On prend : 5T5 = 0,98 cm², avec un espacement de : $S_t = 20\text{cm}$.

• Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens (20 × 20).

• Ferrailage du plancher

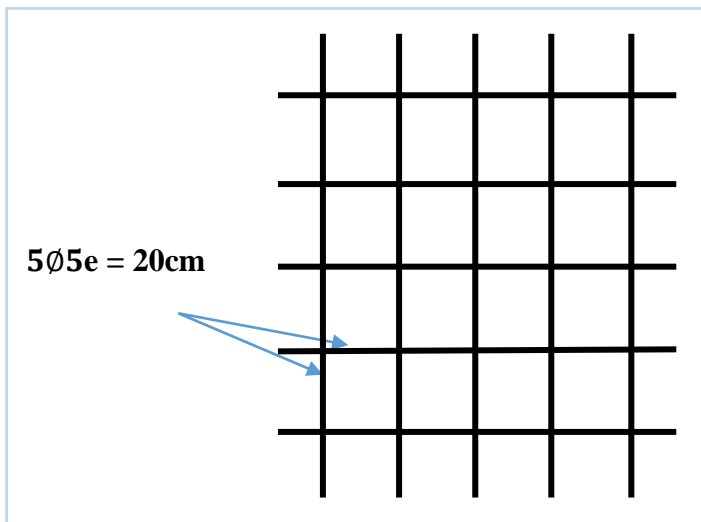


Figure III. 6. Ferrailage de la dalle décompression

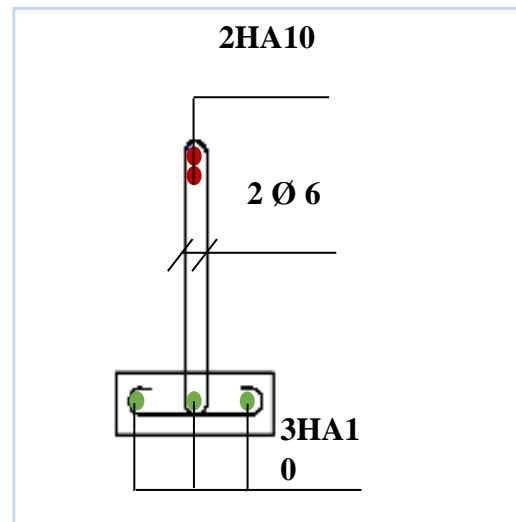


Figure III. 5. Ferrailage des poutrelles

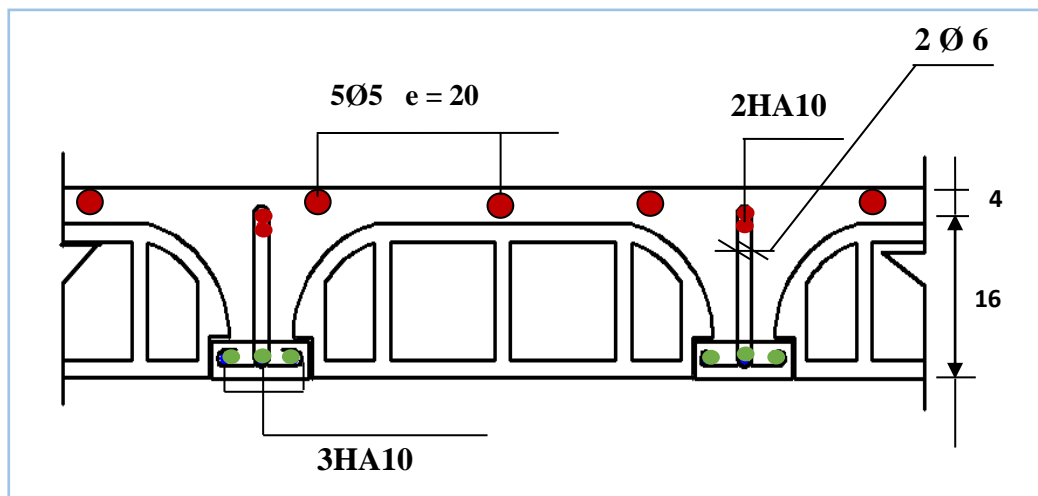


Figure III. 7. Ferrailage du plancher

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encadrée d'un bord et libre d'un autre, l'étude des balcons sera en flexion simple d'une épaisseur de 15 cm.

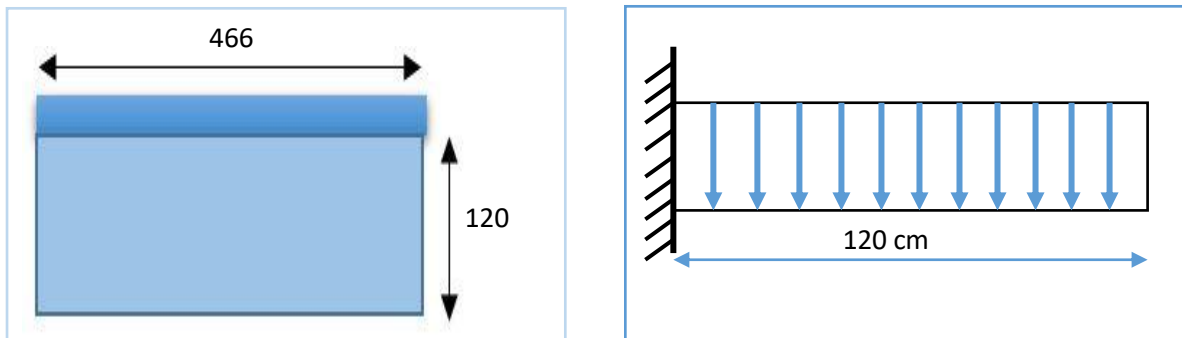


Figure III. 8. Schéma présentatif du balcon « console ».

II.2.1. Calcul des sollicitations

Charge permanente : $G = 6,49 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge du garde-corps : $P = 1 \text{ KN/m}$

❖ A l'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(6,49) + 1,5(3,5)$$

$$q_u = 14,01 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,5P = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u \cdot l$$

$$M_u = \frac{14,01 \times (1,2)^2}{2} + 1,35 \times 1,2 = 10,43 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l + P_u$$

$$V_u = 14,01 \times 1,2 + 1,35 = 16,041 \text{ KN}$$

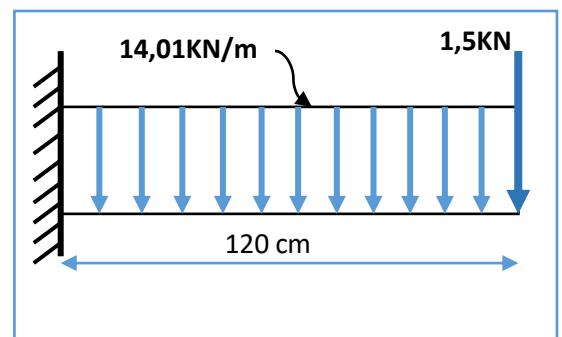


Figure III. 9. Schéma statique du balcon à l'ELU.

➤ A l'ELS

$$q_s = G + Q = 6,49 + 3,5 = 9,99 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s \cdot l$$

$$M_s = \frac{9,99 \times (1,2)^2}{2} + 1 \times 1,2 = 7,449 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s l + P_s = 9,99 \times 1,2 + 1 = 11,416 \text{ KN}$$

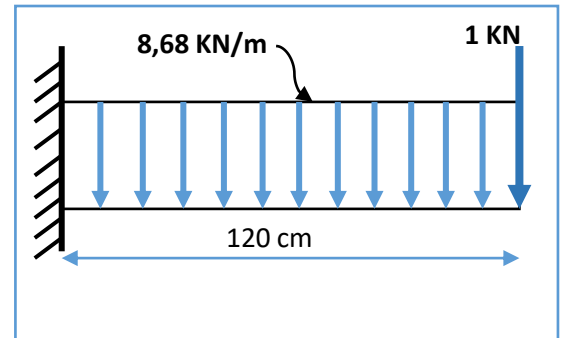


Figure III. 10. Schéma statique du balcon à l'ELS

II.2.2. Ferrailage

Le calcul de ferrailage du balcon se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

Les données

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

✓ Armatures longitudinales

Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,434 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,040$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \implies Z_b = 13,5(1 - 0,6 \times 0,040) = 13,176 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{10,434 \times 10^6}{131,72 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,27 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ avec } : S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 5\text{HA}8 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Tableau III. 12.Ferraillage du balcon.

M_u (KN. m)	μ_{bu}	Z_b (mm)	A_{scal} (cm ²)	Choix	$A_{sadoptée}$ (cm ²)	A_{rcal} (cm ²)	Choix	$A_{radoptée}$ (cm ²)
10,434	0,040	131,72	2,27	5HA12	5,65	1,41	5HA8	3,93

III.2.3. Vérifications➤ **A l'ELU**✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa .}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{16,04 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,4} = 0,700 \text{ MPa.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

On remarque que : $\tau_{se} = 0,7 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.}$

✓ **Cisaillement**

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{16,04 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,118 \text{ MPa.}$$

On remarque que : $\tau_u = 0,118 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$condition vérifiée, il n'y a pas risque de cisaillement.

✓ **Disposition des armatures**• **Longitudinales**

$$S_t = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Répartitions**

$$S_t = \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 13. Résultats des vérifications à l'ELU.

	C.N.F (A_{\min})	Cisaillement (τ_u)	Espacement (S_t)		Adhérence (τ_{se})
Valeur calculée	5,65	0,118	20	20	0,700
Valeur admissible	1,63	2,5	33	45	3,15
Observation	CV	CV	CV		CV

➤ A PELS

✓ Vérification de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$Et : I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 14. Résultats des vérifications à la compression du béton.

M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
7,449	9782	4,01	3,053	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \implies \frac{15}{120} \geq \frac{1}{20} \frac{7,449}{7,449} \implies 0,125 > 0,05 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \implies \frac{5,65}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \implies 4,1 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots CV$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

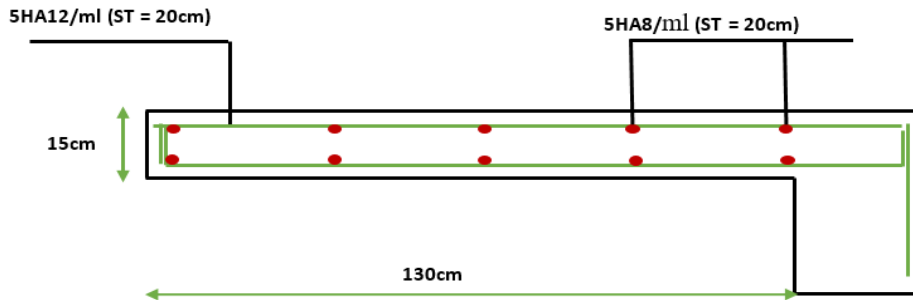
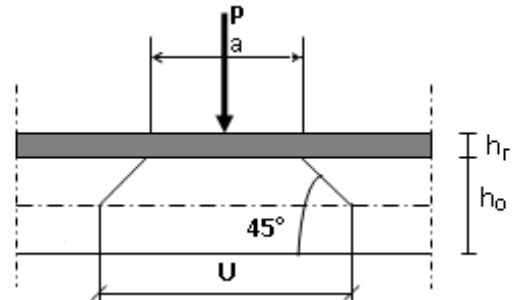


Figure III. 11. Ferrailage du balcon

III.3. Etude de la salle machine

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

- h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).
- e : Epaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).
- p : la charge concentrée.
- $k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.
- $a = b = 1 \text{ m}$ (une bande de $(1 \times 1) \text{ m}^2$).



ν : coefficient de poisson.

U, V : représente les côtes du rectangle sur lequel s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et le béton.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{180} = 0,72 / 0,4 < \rho < 1 \implies \text{Donc, la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On aura :

$$\begin{cases} U = a + 2k.e + h_0 = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \\ U = V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

$$V = a + 2k.e + h_0 = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm}$$

III.3.1. Calcul des sollicitations

❖ À L'ELU : ($v = 0$)

➤ Système de levage : $q_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{KN}$.

➤ Dalle en béton armé : $G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}$.

$Q = 1 \text{KN}$.

$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{KN/ml}$.

❖ À L'ELS : ($v = 0,2$)

➤ Système levage : $q_u = G = 90 \text{KN}$.

➤ Dalle en béton armé : $q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{KN}$.

III.2. Principe de calcul

Moments dus au système de levage (M_{x1} ; M_{x2})

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q_u \times (M_2 + v M_1) \end{cases}$$

Avec : M_1, M_2 : moment unitaire données en fonction de $(\alpha, \frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y})$.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{180} = 0,72 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{125}{130} = 0,96 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{125}{180} = 0,69 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{D'où : } M_1 = 0,063 \text{KN.m ; } M_2 = 0,042 \text{MN.m}$$

D'après (Abaque de PIGEAUD).

Moments dus au poids propre de la dalle (M_{x1} ; M_{x2})

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{x2} = \mu_y \times M_{x1} \end{cases}$$

Superposition des moments (M_{x1} ; M_{x2})

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$$

❖ À L'ELU : ($v = 0$)

Calcul des moments dus au système de levage (M_{x1} ; M_{x2})

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 121,5 \times 0,063 = 7,654 \text{KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 121,5 \times 0,042 = 5,103 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle (M_{x1} ; M_{x2})

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0550 \\ \alpha = 0,72 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0550 \times 8,05 \times 1,3^2 = 0,748 \text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,6135 \times 0,748 = 0,458 \text{KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments (M_{x1} ; M_{x2})

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,654 + 0,748 = 8,402 \text{kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,103 + 0,458 = 5,561 \text{KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travée**Sens X-X**

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 8,402 = -2,52 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 8,402 = 7,141 \text{KN.m}$$

Sens Y-Y

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 5,561 = -1,668 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 5,561 = 4,726 \text{KN.m}$$

❖ À L'ELS : (v = 0,2)**Moments dus au système de levage (M_{x1} ; M_{x2})**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times (M_1 + v M_2) = 90 \times (0,063 + 0,2 \times 0,042) = 6,426 \text{KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times (M_2 + v M_1) = 90 \times (0,042 + 0,2 \times 0,063) = 4,914 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moments dus au poids propre de la dalle (M_{x1} ; M_{x2})

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0617 \\ \alpha = 0,81 \\ \mu_y = 0,7246 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0617 \times 5,85 \times 1,3^2 = 0,609 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7246 \times 0,609 = 0,441 \text{KN.m}$$

Superposition des moments (M_{x1} ; M_{x2})

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,426 + 0,609 = 7,035 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,914 + 0,441 = 5,355 \text{KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travée**Sens X-X**

$$M_x^a = -0,3M_x = 0,3 \times 7,035 = 2,11 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 7,035 = 5,979 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

$$M_x^a = -0,3M_x = 0,3 \times 5,355 = 1,606 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 5,355 = 4,551 \text{ KN.m}$$

III. 3.3. Ferrailage

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

❖ Sens X-X**✓ En appuis**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,52 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,009$$

$$\mu_{bu} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \quad A'_s = 0 \quad \Rightarrow \quad \text{Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009}) = 0,012$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,012) = 13,43 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{2,52 \times 10^6}{134,3 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0,53 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Vérification d'espace

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

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25\text{cm}$$

✓ **En travée**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,141 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,027$$

$$\mu_{bu} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha); \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}) = 0,034$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,034) = 13,31\text{cm}$$

$$A_s^t = \frac{7,141 \times 10^6}{133,1 \times 348} = 1,54\text{cm}^2$$

$$A_s^t = 1,54 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Vérification d'espace

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25\text{cm}$$

✓ Sens Y-Y

✓ En appuis

Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{1,668 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,006$$

$\mu_{bu} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0$ Section simplement armée.

Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha); \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}) = 0,008$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,008) = 13,45 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{1,668 \times 10^6}{134,5 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$A_s^a = 0,35 \text{ cm}^2$ On adopte : 4HA8 = 2,01 cm² avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

Vérification d'espacement

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

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$Condition vérifiée, donc : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ En travée

Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{4,726 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,018$$

$\mu_{bu} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0$ Section simplement armée.

Calcul de A_s

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0,022$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,022) = 13,38 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{7,141 \times 10^6}{133,8 \times 348} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 1,01 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Vérification d'espace

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

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25\text{cm}$$

Les résultats du ferrailage de la dalle d'ascenseur sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 15. Résultats du ferrailage de la dalle machine.

		μ_{bu}	α	Z_b (mm)	$A_s \text{ cal}$ (cm ²)	Choix	$A_s \text{ adoptée}$ (cm ²)
X-X	Travée	0,027	0,034	133,1	1,54	4HA10	3,14
	Appuis	0,009	0,012	134,3	0,53	4HA8	2,01
Y-Y	Travée	0,018	0,022	133,8	1,01	4HA10	3,14
	Appuis	0,006	0,008	134,5	0,35	4HA8	2,01

III.3.4. Vérifications

✓ ELU

✓ Condition de non fragilité

Sens X-X

$$A_{\min} = \rho_0 b h \frac{3-\alpha}{2} \text{ Avec : } \rho_0 = 0,8\% \quad \Rightarrow \quad \text{pour } F_e 400$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0,81}{2} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En appuis : } A_s^a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,31 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{En travée : } A_s^t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,31 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Sens Y-Y

$$A_{\min} = \rho_0 b h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En appuis : } A_s^a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{En travée : } A_s^t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ Vérification des diamètres maximaux des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \quad \text{Avec : } \phi_{\max} = 10 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poinçonnement

$$q_u \leq 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } u_c = 2(U + V) = 2(125 + 125) = 500 \text{ cm}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 5000 \times 150 \times \frac{25}{1,5} = 562,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 562,5 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{q_u}{2U + V} = \frac{121,5}{2 \times 1,25 + 1,25} = 32,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{32,4 \times 10^3}{100 \times 135} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III. 16.Résultats des vérifications à l'ELU

			Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A _{min})	X-X	Appuis	2,01	1,31	CV
		Travée	3,14	1,31	
	Y-Y	Appuis	2,01	1,2	
		Travée	3,14	1,2	
Diamètre des barres ϕ_{\max}			10	15	CV
Poinçonnement (q_u)			121,5	562,5	CV
Cisaillement (τ_u)			2,4	2,5	CV

✓ ELS

✓ Vérification de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 17.Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS

Zone	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	L _X	2,11	2,01	2,56	4167,7	1,29	15	Condition vérifiée
	L _Y	1,606	2,01	2,56	4167,7	0,98	15	Condition vérifiée
Travée	L _X	5,979	3,14	3,12	6087,13	3,06	15	Condition vérifiée
	L _Y	4,551	3,14	3,12	6087.13	2,33	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \dots\dots\dots \frac{15}{130} \geq \frac{1}{20} \frac{5,797}{7,035} \Rightarrow 0,11 > 0,089 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots \frac{3,14}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 2,32 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots CV$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

• Ferrailage dalle salle machine

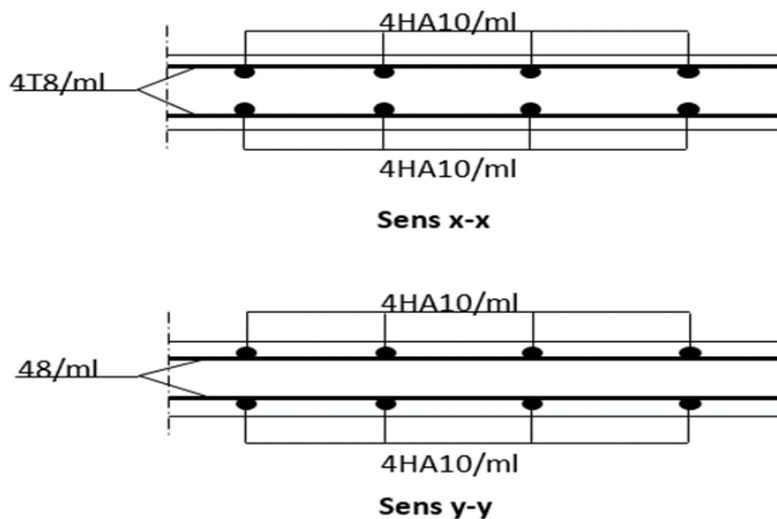


Figure III. 12.Ferrailage de la dalle de salle machine

III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal NG dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

$$Q=1,0 \text{ KN.}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à ELS.

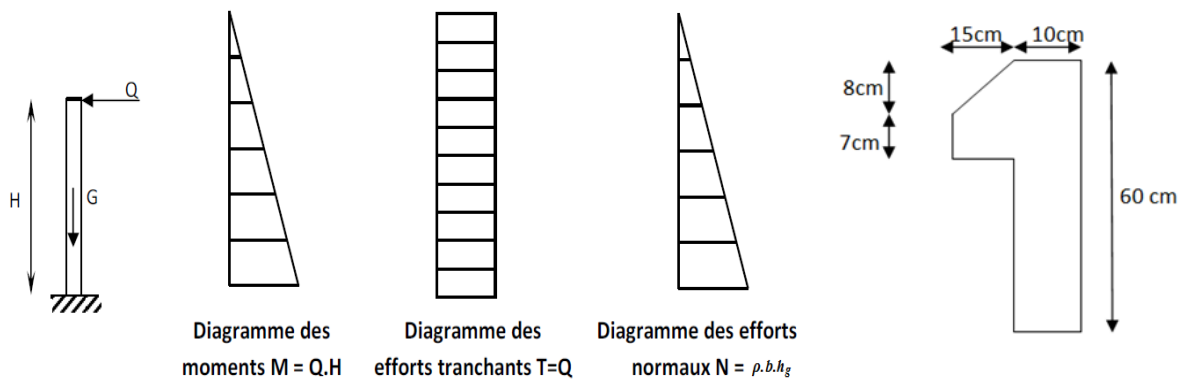


Figure III. 13. Diagramme des efforts internes de l'acrotère

La surface : $S = 0,0765 \text{ m}^2$.

Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho_{BA} \times S$$

$$G = 25 \times 0,0765 = 1,91 \text{ KN/ml.}$$

Revêtement en ciment : $e = 0,02\text{m}$

$$G_{\text{revet}} = \rho_{\text{revet}} \times e \times \text{perimètre}$$

$$G_{\text{revet}} = 0,02 \times 18 \times (60 + 10 + 17 + 7 + 15 + 45) \times 10^{-2} = 0,55 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = 1,91 + 0,55 = 2,46 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

III.4.1. La force sismique F_p

D'après le (RPA99V2003.Article6.2.3), les forces horizontales de calcul F agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : $F_p = 4A C_p W_p$

Avec :

$A = 0,15$: Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié (RPA99V2003 tableau 4.1).

$C_p = 0,8$: Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (RPA99V2003 tableau 6.1).

$W_p = 3,81$: Poids propre de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,46 = 1,808 \text{ KN}$$

$$F = \max(Q, F_p) = 1,18 \text{ kn/ml}$$

$$W_p = G_{acr} = 2,46 \text{ kn/ml}$$

III.4.2. Combinaison de sollicitation

✓ A L'ELU

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,46 = 3,323 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times f_p \times h = 1,062 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1,5 \times f_p = 1,5 \times 1,18 = 1,77 \text{ Kn}$$

✓ A L'ELS

$$N_s = G = 2,46 \text{ KN}$$

$$M_s = f_p \times H = 1,18 \times 0,6 = 0,708 \text{ KN.m}$$

$$V_s = Q = 1 \text{ KN}$$

III.4.3. Ferrailage

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section $(b \times h)$ cm^2 soumise à la flexion composée.

III.4.3.1. Calcul des armatures à L'ELU

- h : Epaisseur de la section : 10 cm.

- b : largeur de la section : 100 cm.

- c et c' : Enrobage : 2 cm.

- d = h - c : Hauteur utile : 8 cm.

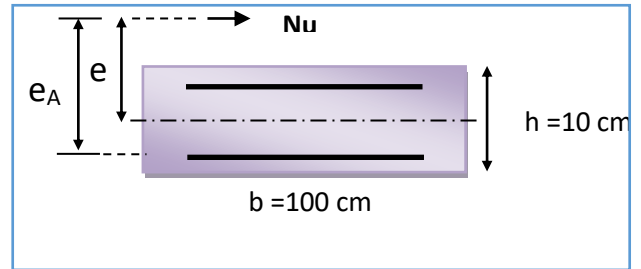


Figure III. 14. Section de calcul d'acrotère.

✓ Position du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.062 \times 10^2}{3.323} = 31.95 \text{ cm} \approx 32 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \implies e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

✓ Calcul en flexion simple

Moment fictif « M_f »

$$N_u = 3.323 \text{ KN}$$

$$M_f = N_u \times e_A$$

$$e_A = e_u + \frac{h}{2} - c = 30 + 3 = 35 \text{ cm}$$

$$M_f = 3.323 \times 0,35 = 1,163 \text{ KN.m}$$

Moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,163 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,0128$$

$\mu_{bu} = 0,0128 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée donc : $A'_s = 0$ (pas d'armature comprimée).

Armatures fictives « A_f »

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0128}) = 0,016$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,016) = 0,993$$

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

$$A_f = \frac{1,1637 \times 10^6}{0,993 \times 80 \times 348} = 44,44 \text{mm}^2 = 0,42 \text{cm}^2$$

Calcul la section réelle des armatures en flexion composée « A_s »

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,42 - \frac{3,323 \times 10^3}{348 \times 10 \times 10} = 32,45 \text{mm}^2 = 0,32 \text{cm}^2$$

III.4.4. Vérifications

✓ **ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0,32 \text{cm}^2 < A_{\min} = 0,96 \text{cm}^2 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on adopte : $A_s = A_{\min} = 0,96 \text{cm}^2$

Soit : 4HA8 = 2,01cm² avec espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$.

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01cm² Repartie sur 100 cm de hauteur, avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$.

Les résultats du ferrailage de l'acrotère sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 18.Résultat du ferrailage de l'acrotère.

	M_f (KN.m)	μ_{bu}	α	β	A_f (cm ²)	A_s calculée (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)
Valeur	1,163	0,0128	0,016	0,99	0,42	0,32	4HA8	2,01

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,15f_{c28} ; 4\text{MPa}) = \min(3,25\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,77 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,022\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,19\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,75\text{MPa}$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de cisaillement.

✓ **Vérification l'adhérence des barres au cisaillement**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{1,77 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,24\text{MPa}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48\text{mm}$$

On remarque que : $\tau_{se} = 0,022 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$...condition vérifiée, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

Les vérifications à l'ELS sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III. 19.Résultat des vérifications à l'ELU

	Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{\min})	2,01	0,96	Condition vérifiée
Adhérence des barres (τ_{se})	0,022	3,15	Condition vérifiée
Cisaillement (τ_u)	0,022	3,75	Condition vérifiée

✓ L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

✓ Dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} M_{ser} = 0.708\text{KN.m}$$

$$\text{Et : } y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

✓ Dans les aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e , 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] \quad \text{Avec: } \eta = 1,6$$

Donc : $\bar{\sigma}_s = \min[266,66 ; \max(200 , 201,6)] = 201,6 \text{ MPa}$

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 20. Résultat de vérification des contraintes à L'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Béton	1	2,01	1,91	1350,46	1,41	15	Condition vérifiée
Acier	1	2,01	1,91	1350,46	67,64	201,6	Condition vérifiée

✓ Vérification de l'écartement des barres

Armatures verticales

$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition

$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

$S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

✓ L'encrage des barres

$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$ Avec : $\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28}$ tel que : $\psi_s = 1,5$ (HA)

$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$L_S = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$ On prend : $L_S = 29 \text{ cm}$.

• `Ferrailage de l'acrotère

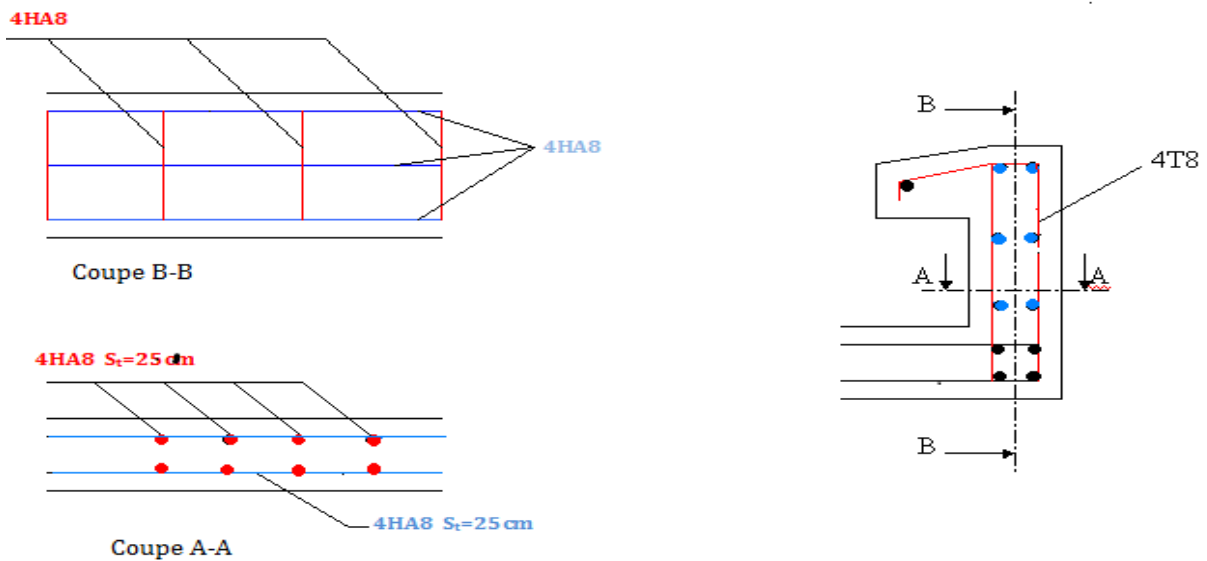


Figure III. 15.Ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude des escaliers

L'étude des escaliers de notre structure sont calculées en flexion simple, le calcul sera fait une seul fois pour les deux premiers types « 1 et 2 » (avec un volée de plus pour le type « 1 »).

➤ **Type 1/2**

Tableau III. 21.Charges et Sollicitations de l'escalier

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	A l'ELU q _u (KN/m)	A l'ELS q _s (KN/m)
Volée	7,61	2,5	14,02	10,11
Palier	5,49	2,5	11,16	7,99

III.5.1. Volée 1

III.5.1.1. calcul des sollicitations

✓ **ELU**

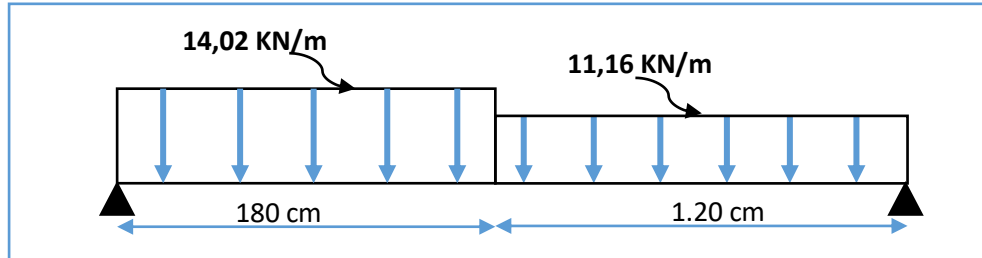


Figure III. 16.Schéma statique du volée 1 à l'ELU

Calcul des réactions

$$\sum F = 0 \dots \dots R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 14,02 \times 1,80 - 11,16 \times 1,20 = 0$$

$$R_A + R_B = 37,704 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \dots \dots \dots R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$R_B \times 3 - 14,02 \times \frac{1,8^2}{2} - 11,16 \times 1,2 \times \left(\frac{1,20}{2} + 1,80 \right) = 0$$

$$R_B = 17.85 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \dots \dots - R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0$$

$$-R_A \times 3 + 11,16 \times \frac{1,20^2}{2} + 14,02 \times 1,8 \times \left(\frac{1,8}{2} + 1,20 \right) = 0$$

$$R_A = 19,85 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts tranchants et moments

- **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,8 \text{ m}$**

$$\sum F = 0 \dots \dots T + R_A - q_v x = 0$$

$$T + 19,85 - 14,02x = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T = -19,85 \text{ KN.}$$

$$x = 1,8 \text{ m} \quad T = 4,774 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \dots \dots M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_f - 19,85x + 14,02 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1,8 \text{ m} \quad M_f = 13,57 \text{ KN.}$$

- **2^{ème} tronçon : $1,8 \text{ m} \leq x \leq 3 \text{ m}$**

$$\sum F = 0 \dots \dots T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0$$

$$T + 19,85 - 14,02 \times 1,8 - 11,16(x - 1,8) = 0$$

$$x = 1,8 \text{ m} \quad T = 4,774 \text{ KN.}$$

$$x = 3 \text{ m} \quad T = 17,85 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \dots \dots M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2} \right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 19,85x + 14,02 \times 1,8 \left(x - \frac{1,8}{2}\right) + 11,16 \frac{(x - 1,8)^2}{2} = 0$$

$$x = 1,8 \text{ m} \quad M_f = 13,57 \text{ KN.m.}$$

$$x = 3 \text{ m.} \quad M_f = 0 \text{ KN}$$

Moment max : dans 1^{er} tronçon

$$T + 19,85 - 14,16x = 0 \quad x = 1,45 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,45\text{m}) = 14,40 \text{ KN.m.}$$

✓ ELS

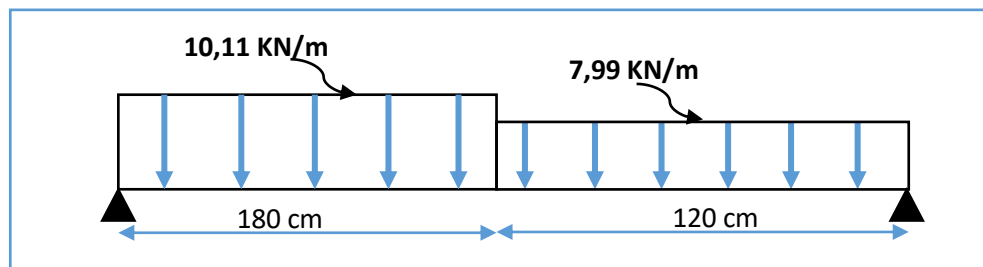


Figure III. 17. Schéma statique du volée 1 à l'ELS

Calcul des réactions

$$\sum F = 0 \dots \dots \dots R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 10,11 \times 1,8 - 7,99 \times 1,20 = 0$$

$$R_A + R_B = 27,12 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \dots \dots \dots R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v\right) = 0$$

$$R_B \times 3 - 10,11 \times \frac{1,8^2}{2} - 7,99 \times 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2} + 1,80\right) = 0$$

$$R_B = 12,820 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \dots \dots \dots -R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p\right) = 0$$

$$-R_A \times 3 + 7,99 \times \frac{1,20^2}{2} + 10,11 \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2} + 1,20\right) = 0$$

$$R_A = 14,29 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,8$ m**

$$\sum F = 0 \dots \dots \dots T + R_A - q_v x = 0$$

$$T + 14,29 - 10,11x = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T = -14,29 \text{ KN}$$

$$x = 1,8 \text{ m} \quad T = 3,458 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \dots \dots \dots M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \quad M_f - 14,29x + 10,11 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN. m.}$$

$$x = 1,8 \text{ m.} \quad M_f = 9,748 \text{ KN}$$

- **2^{ème} tronçon : $1,8 \leq x \leq 3$ m**

$$\sum F = 0 \dots \dots \dots T + R_A - q_v l_v - q_p(x - l_v) = 0$$

$$T + 14,29 - 10,11 \times 1,8 - 7,99(x - 1,8) = 0$$

$$x = 1,8 \text{ m} \quad T = 3,458 \text{ KN}$$

$$x = 3 \text{ m.} \quad T = 12,83 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \dots \dots \dots M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2}\right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 14,29x + 10,11 \times 1,8 \left(x - \frac{1,8}{2}\right) + 7,99 \frac{(x - 1,8)^2}{2} = 0$$

$$x = 1,8 \text{ m.} \quad M_f = 9,748 \text{ KN. m}$$

$$x = 3 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.}$$

Moment max

$$T + 14,29 - 10,11x = 0 \quad x = 1,45 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,45) = 10,36 \text{ KN. m.}$$

Les résultats des moments et efforts tranchants obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 22. Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « volée 1 »

	V_{\max} (KN)	M_{\max} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)
ELU	20,52	14.40	-7.2	10.80
ELS	14.79	10.36	-5.17	7.77

III.5.1.2. Ferrailage

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPA}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$.

✓ **En appuis**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{7,2 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,027$$

$\mu_{bu} = 0,027 < \mu_l = 0,392A'_s = 0$ Section simplement armée.

Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}) = 0,034$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,034) = 13,31 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{7,2 \times 10^6}{133,16 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$A_s^a = 1,55 \text{ cm}^2$ On adopte : 5HA10 = 3,93 cm² avec : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition

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

$$A_r^a = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ **En travée**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,80 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,041$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \quad A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,052$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,052) = 13,21 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{10,80 \times 10^6}{132,19 \times 348} = 2,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 2,34 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

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

$$A_r^t = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage du volée (1) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 23.Résultats du ferrailage du volée (1)

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	A_s cal (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)	A_r cal (cm ²)	choix	A_r adoptée (cm ²)
Travée	0,041	0,052	132,1	2,34	5HA10	3,93	0,98	4HA8	2,01
Appuis	0,027	0,034	133,16	1,55	5HA10	3,93	0,98	4HA8	2,01

III.5.1.3. Vérifications

✓ **ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_s^a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

En travée : $A_s^t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

✓ **Cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{19,85 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,145 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,152 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 24.Résultats des vérifications à l'ELU

		Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A _{min})	Appuis	3,93	1,63	Condition vérifiée
	Travée	3,93	1,63	
Cisaillement (τ _u)		0,145	3,33	Condition vérifiée

✓ **ELS**

✓ **Vérification de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 25.Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	7,77	3,93	3,44	7322,87	2,17	15	Condition vérifiée
Appuis	5.17	3,93	3,44	7322,87	1,46	15	Condition vérifiée

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots \frac{15}{300} \geq \frac{1}{16} \dots\dots 0,05 < 0,0625 \dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots \frac{15}{300} \geq \frac{7.77}{10 \times 10.36} \dots\dots 0,05 < 0,075 \dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots \frac{3,93}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \dots\dots 2,9 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots\dots \text{CV}$$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc le calcul est nécessaire.

Calcul de flèche

Le calcul doit vérifier la relation suivante : $\Delta f_t \leq \bar{f}$.

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

Les résultats de calcul de flèche sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III. 26. Résultat de calcul de la flèche du volée 1 type 1

M _{ser} (KN.m)	λ		ρ	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _f (cm ⁴)	
	λ _i	λ _v				I _{fv}	I _{fi}
07.77	7,24	2,9	0,0029	0	30247,2	33271,92	33271,92
F (cm)		Δf _t		f̄		vérification	
f _v	f _i	0,005		0.6		CV	
0,0074	0,0024						

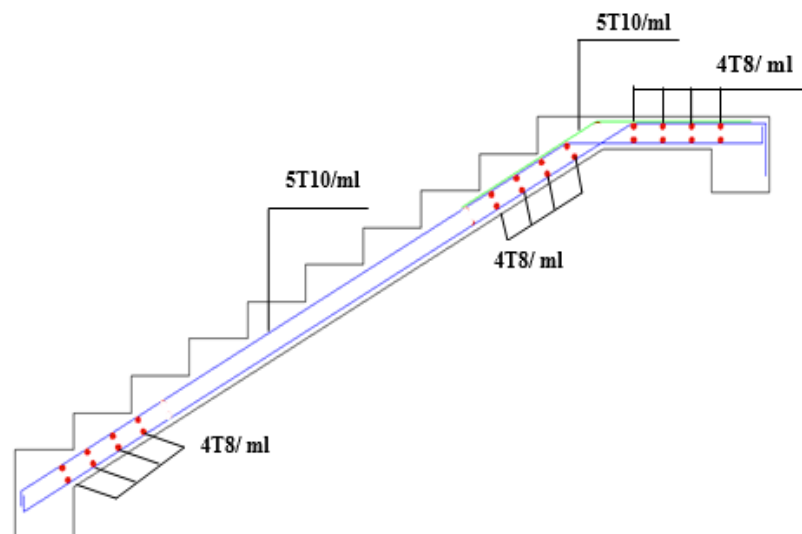


Figure III. 18. Ferrailage de volée 1 et 3

III.5.3. volée 2

III.5.3.1. Calcul des sollicitations

Les résultats des sollicitations sont présentés ci-dessous :

Tableau III. 26. Résultat des sollicitations appliquées sur volée (2).

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q (KN/m)	P (KN/m)	M (KN.m)	V (KN)
ELU	7,61	2,5	14,02	1,35	11.46	18,036
ELS	7,61	2,5	10,11	1	8.29	13.03

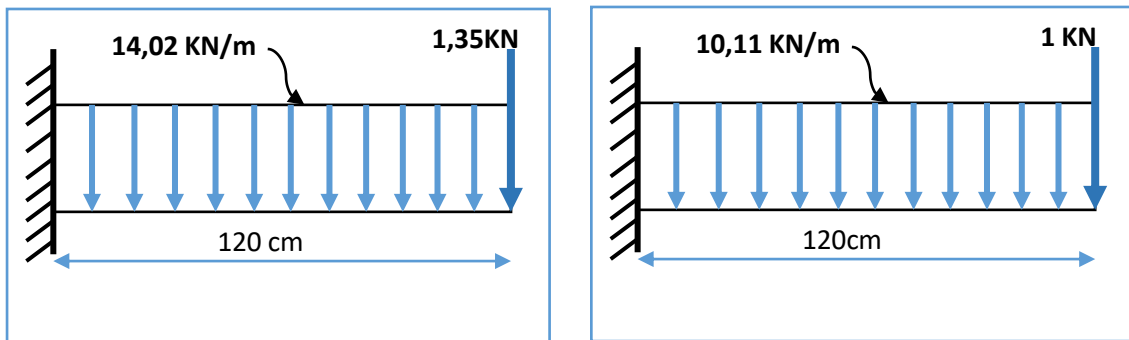


Figure III. 19. Schéma statique du volée 2 à l'ELU / à l'ELS

III.5.3.2. Ferrailage

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.46 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0.044$$

$$\mu_{bu} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \quad A'_s = 0 \quad \text{Section simplement armée}$$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{M}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,056) = 131,9 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{11,46 \times 10^6}{131,9 \times 348} = 2,49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,49 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{4,52}{3} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,50 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage de la console sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 27. Résultats du ferrailage du volée 2.

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	A_{scal} (cm ²)	Choix	$A_{sadoptée}$ (cm ²)	A_{rcal} (cm ²)	choix	$A_{radoptée}$ (cm ²)
Travée	0,044	0,056	131,9	2,49	4HA12	4,52	1,50	4HA10	3,14

III.5.3.3. Vérifications

✓ ELU

✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

✓ Cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_s} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{18,036 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,133 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,133 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III. 28. Résultats des vérifications à l'ELU

	Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{\min})	4,52	1,63	Condition vérifiée
Cisaillement (τ_u)	0,133	1,16	Condition vérifiée

✓ Vérification de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 29.Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Valeur	8.29	4,52	3,653	8199 ,023	4,108	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \frac{15}{127} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 0,12 > 0,0625 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots\dots \frac{15}{127} \frac{8.29}{10 \times 9,221} \dots\dots\dots 0,12 \geq 0,1 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{5,65}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \dots\dots\dots 4 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots CV.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

III.6. Étude de la poutre brisée

III.6.1. Dimensionnement de la poutre

$$\alpha = \text{tang}^{-1} \left(\frac{h}{l} \right)$$

$$\alpha = \text{tang}^{-1} \left(\frac{51}{60} \right) = \text{tang}^{-1}(0,85) \dots\dots\dots \alpha = 40,36^\circ.$$

$$L' = 0.79m.$$

$$\frac{L'}{15} \leq h \leq \frac{L'}{10} \qquad \frac{479}{15} \leq h \leq \frac{479}{10} \qquad 31,93 \leq h \leq 4,79 \qquad \text{On prend : } h = 35 \text{ cm.}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq h \leq 24,5$$

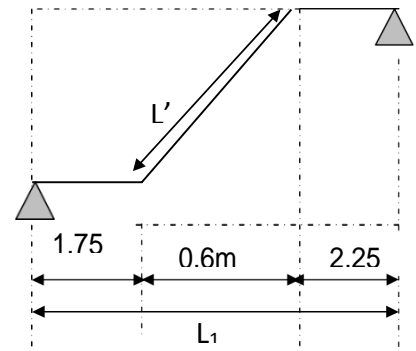
On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

✓ **Vérifications**

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,2 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$



III.6.2. Sollicitations

➤ **Charges appliquées sur la poutre**

$$PP_{incl} : G_0 = b \times \frac{h}{\cos\alpha} \times \gamma_{b\acute{e}ton} = 0,25 \times \frac{0,35}{0,78} \times 25 = 2,8 \text{ KN/m.}$$

Tableau III. 30.Charges appliquées sur la poutre brisée.

	R_c (KN)	q_u (KN/m)
ELU	17,85	$1,35G_0 + R_c = 20,65$
ELS	12,820	$G_0 + R_c = 15,62$

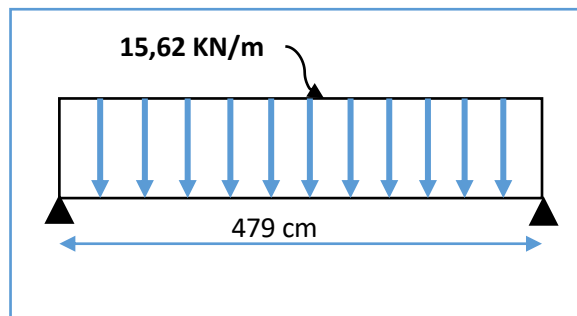
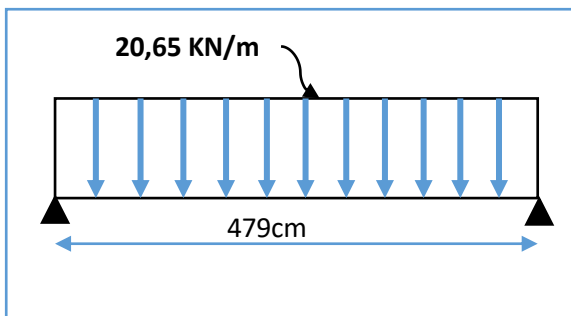


Figure III. 20.Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU/à l'ELS.

➤ **Moment et effort tranchant**

Tableau III. 31. Moment et effort tranchant de la poutre brisée.

	M_0 (KN.m)	V (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	59,22	49,45	50,33	-29,61
ELS	44,79	37,40	38,07	-22,39

III.6.3. Ferrailage

III.6.3.1. Flexion simple

Les données

$h = 35 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$; $d = 31,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

✓ En appuis

Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29,61 \times 10^6}{250 \times 315^2 \times 14,17} = 0,084$$

$$\mu_{bu} = 0,084 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) , \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084}) = 0,109$$

$$Z_b = 31,5(1 - 0,4 \times 0,109) = 30,12 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{29,61 \times 10^6}{301,2 \times 348} = 2,82 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{50,33 \times 10^6}{250 \times 315^2 \times 14,17} = 0,143$$

$$\mu_{bu} = 0,143 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)/\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,143}) = 0,193$$

$$Z_b = 31,5(1 - 0,4 \times 0,193) = 29,06 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{50,33 \times 10^6}{290,6 \times 348} = 4,97 \text{ cm}^2$$

III. 6.3.1.1. Vérifications

✓ **ELU**

✓ **Cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{49,45 \times 10^3}{250 \times 315} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales**

$$A_{tr} = \max\left(\frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}; \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e}\right) \text{ Avec } :S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_{tr} = \max\left(\frac{0,4 \times 250 \times 150}{400}; \frac{250 \times 150(0,62 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 400}\right)$$

$$= \max(0,375; -0,010) = 0,375 \text{ cm}^2.$$

III.6.4. Ferrailage global

➤ Travée

$$A_t = A_t^{\text{flex}} = 4,97 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88 \text{ cm}^2.$$

➤ Appuis

$$A_a = A_a^{\text{flex}} = 2,82 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2,91 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

➤ Transversales

$$A_{tr} = 0,83 \text{ cm}^2.$$

$$A_{tr} = 0,83 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage de la poutre brisée sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 32. Résultats du ferrailage de la poutre brisée

A_{tcal} (cm^2)	Choix	$A_{tadoptée}$ (cm^2)	A_{acal} (cm^2)	Choix	$A_{aadoptée}$ (cm^2)	A_{trcal} (cm^2)	choix	$A_{tradopté}$ (cm^2)
4,97	3HA14+2HA12	6,88	2,82	3HA14	3,39	0,83	4HA8	2,01

III.6.5. Vérifications

✓ ELS

✓ Vérification de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 33. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appuis	22,39	3,39	9,46	31755,89	6,66	15	Condition vérifiée
Travée	38,07	6,88	12,51	53531,12	8,89	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 0,073 \geq 0,0625 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié}).$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{MPa} \dots\dots\dots 0,008 \leq 0,01 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié}).$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \dots\dots\dots 0,73 \geq 0,1 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié}).$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

- Ferrailage de la poutre brisée

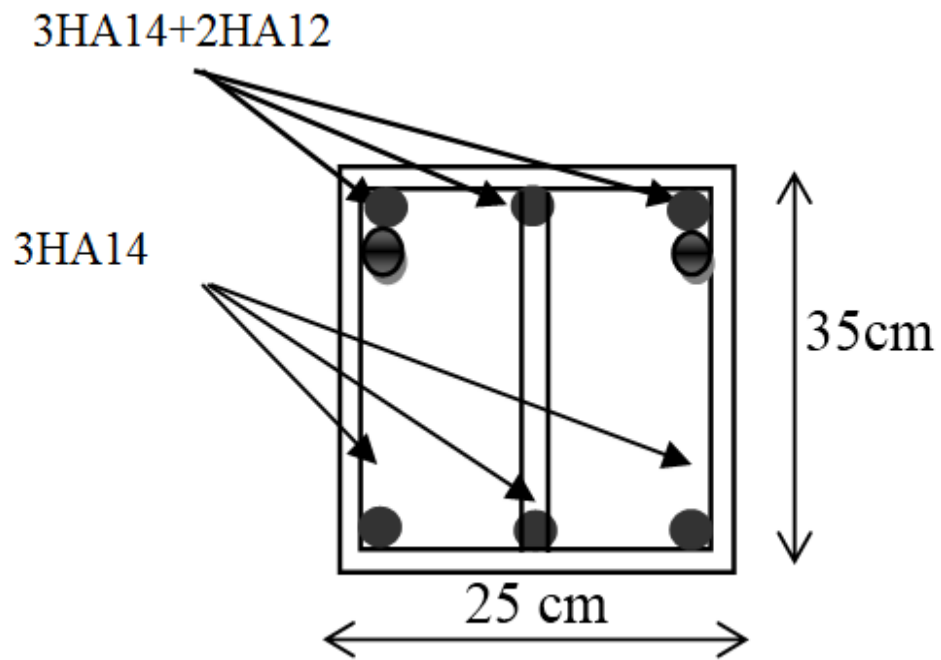


Figure III. 21. Ferrailage de la poutre brisée

CHAPITRE 4

étude dynamique et sismique

IV. Introduction

L'étude dynamique d'une structure a pour but principale la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut-être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme .

IV.1.1. Méthode statique équivalente (RPA)

« Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique ».

IV.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA)

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

« 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 ».

IV.1.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (RPA)

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

IV.2. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul ce fait en vérifiant les conditions d’application de ces méthodes de calcul.

IV.2.1. Conditions d’application de la méthode statique équivalente

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

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :.....Tous les groupes d’usages.

Zone II : Groupe d’usage 3.

Groupe d’usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23 m.

Groupe d’usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d’usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Zone III : Groupe d’usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d’usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Groupe d’usage 1A..... $H_T \leq 2$ niveaux ou 08 m.

IV.2.2. La méthode d’analyse modale spectrale

IV.2.2.1. Spectre de réponse de calcul

Selon le **RPA99V2003** l’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_A}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{R} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T_2} \right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T > 3s \end{cases}$$

A : Coefficient d’accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%.... $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

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

Q : Facteur de qualité.

➤ **Classification de l'ouvrage**

Selon le rapport géotechnique de notre ouvrage et d'après la classification du sol du RPA, notre sol est un sol meuble (catégorie S_3)

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : $T = C_T h_N^{3/4}$

C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A V2003).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{L}}$ Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé.

Avec

L : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

Tableau IV. 1.Facteur d'amplification dynamique moyen

ξ (%)	n	T_1 (sec)	T_2 (sec)	C_T	h_N (m)	L (m)		$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{L}}$ (sec)		T $= C_T h_N^{3/4}$ (sec)	D	
						L_x	L_y	T_x	T_y		D_x	D_y
7	0.881	0.15	0.5	0.05	23.42	15.8	13.74	0.530	0.568	0.532	2.118	2.023

➤ **Coefficient d'accélération de zone A**

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la zone **IIa** et groupe d'usage **2** on aura : **A = 0,15**.

➤ **Coefficient de comportement R**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de portiques contreventés par des voiles **R=3,5**

➤ **Facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec : **P_q** : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée dans tableau (4.4 R.P.A V2003).

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de pénalités ainsi que le facteur de qualité :

Tableau IV. 2.Facteur de qualité « Q »

Critère	P _q	
	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0,10
Q (totale)	1,20	

➤ Schéma de spectre de calcul

Zone : IIa .

Groupe d'usage : 2.

Coefficient de comportement : 3.5

Facteur d'amortissement : 7%.

Facteur de qualité : 1.20

Site : meuble S₃

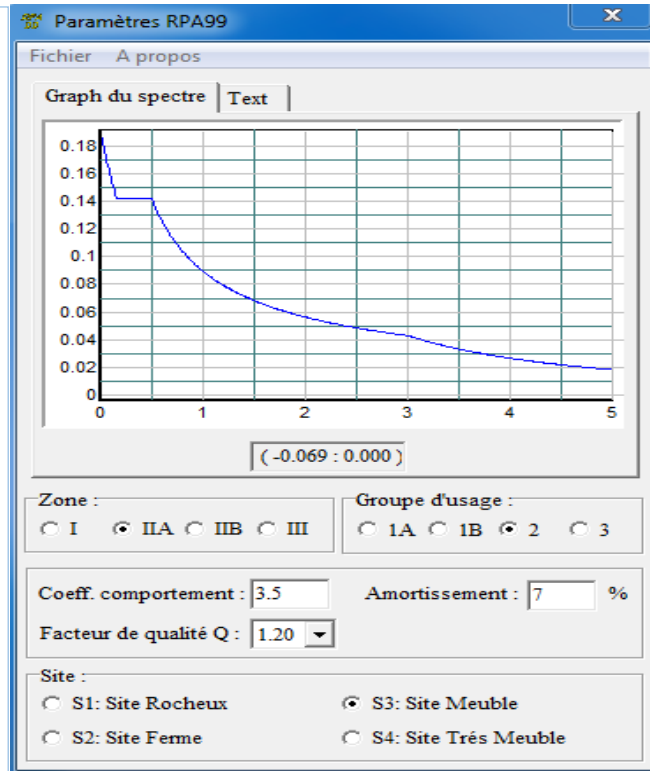


Figure IV. 1. Spectre de réponse

IV.3. Modélisation de la structure

Il est très clair que la modélisation d'une structure est l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique.

Notre structure à modéliser est un bâtiment de forme régulière en plan et régulière en élévation, contreventée par un portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide .

➤ **Modélisation de la vue en 3D**

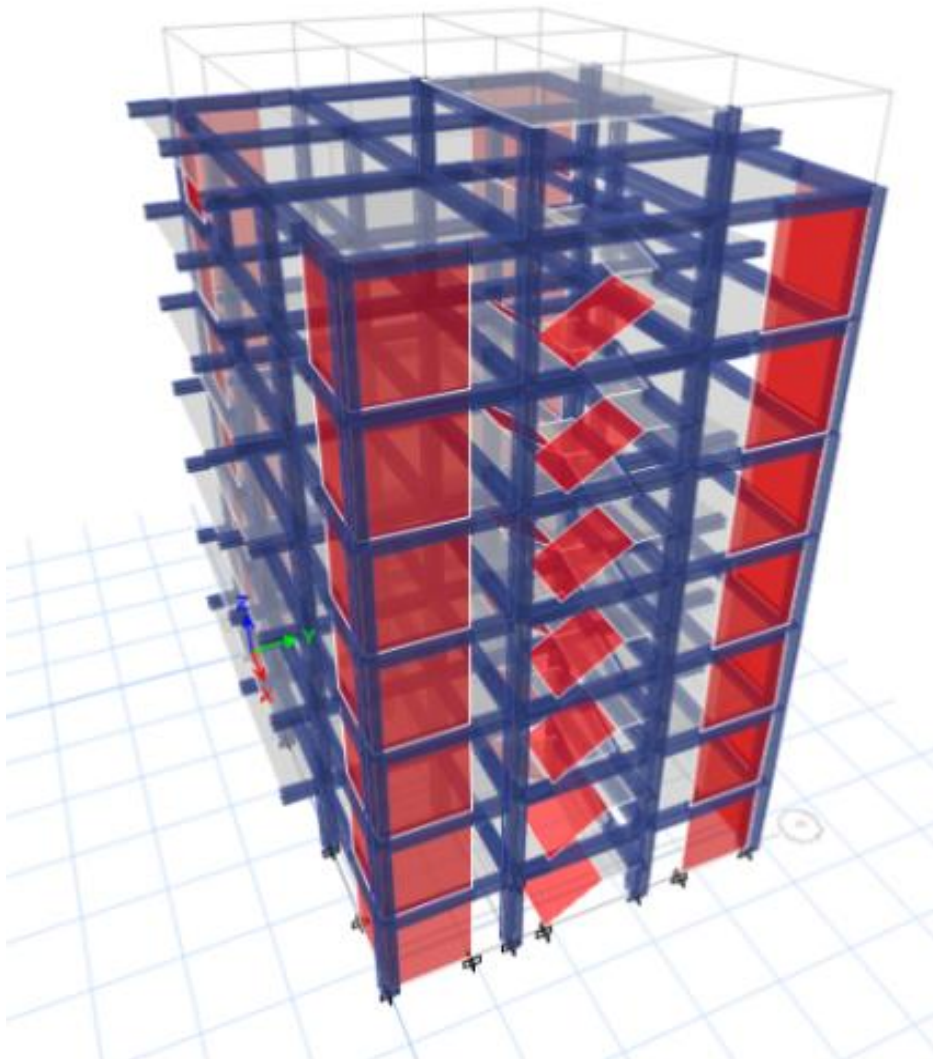


Figure IV. 2.Schéma de la structure en 3D

➤ **Disposition des voiles**

La disposition des voiles doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et de réalisation facile.
- Assurer une excentricité minimale.
- Le respect de l'architecture de la structure.

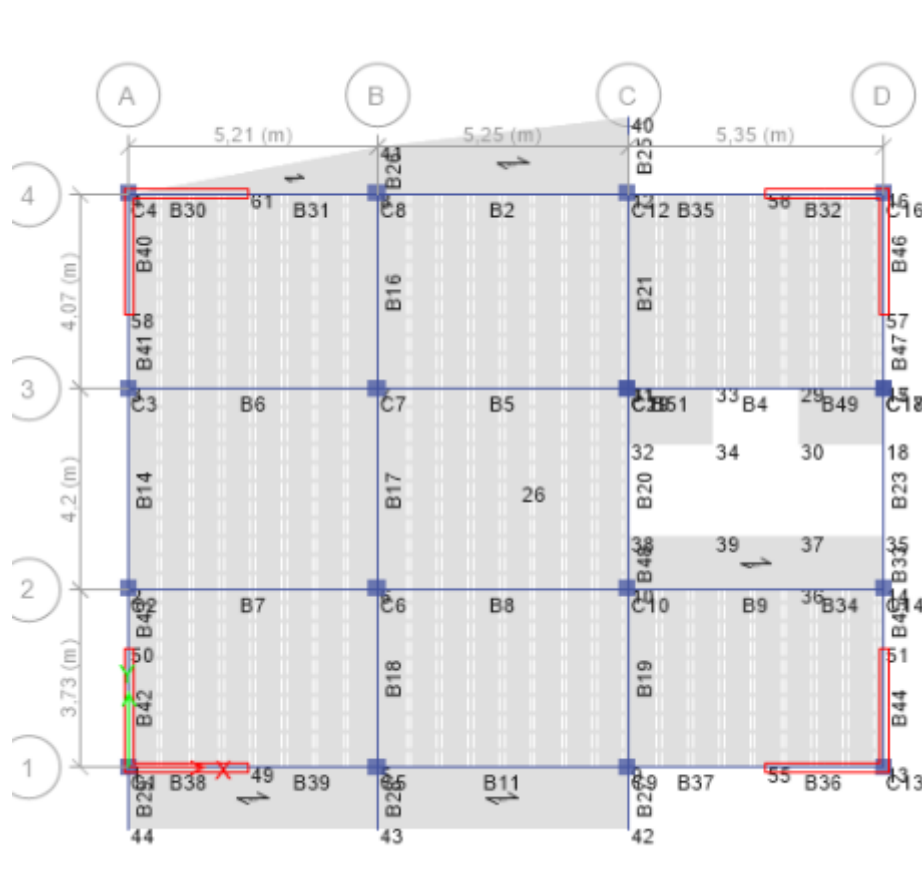


Figure IV. 3. La disposition des voiles

IV.3.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

➤ **Détermination des masses et centre de masse par étages**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par : $X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$; $Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$

Avec : M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ **L'excentricité**

- **Théorique** : est calculée dans les deux sens par les formules suivantes :

$$e_x = |X_G - X_{CR}| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_{CR}|$$

- **Accidentelle** : la valeur exigée par le RPA 99 / version 2003 $\pm 0,05 L$.

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique, cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$e_{acc} = \pm 0,05 (L_x; L_y).$$

$$\text{Sens X : } e_{acc} = 0,05 \times 15,8 = 0,790 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{acc} = 0,05 \times 13,74 = 0,687 \text{ m}$$

➤ **Poids total de la structure W**

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99, $\beta = 0,20$ (habitation).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitations.

Pour notre structure le poids des différents niveaux est calcul par le logiciel ETABS :

$$W = \sum M_i \times g$$

Les résultats des centres de masses, de torsion, et d'excentricités sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 3. Centre de masse, de torsion, et l'excentricité des différents niveaux

Étage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse (T)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
6	125.013	8.0762	5.8339	8.1668	5.8338	0.0906	0.0001
5	148.484	8.1848	5.8568	8.1765	5.8462	0.0083	0.0106
4	150.424	8.1802	5.858	8.1778	5.8503	0.0024	0.0077
3	152.760	8.1753	5.8588	8.1771	5.8526	0.0018	0.0062
2	155.012	8.1704	5.8601	8.1757	5.8542	0.0053	0.0059
1	157.660	8.1652	5.861	8.1739	5.8554	0.0087	0.0056
RDC	157.660	8.1652	5.861	8.1726	5.8562	0.0074	0.0048
$\sum M_i$	1047.01708						

IV.3.2. Caractéristiques dynamiques de la structure

➤ Le nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être CONFORMEMENT AU RPA :

« La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure »

« Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure »

« Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. »

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ $K \geq 3\sqrt{7} = 7.9$

et : $T_K \leq 0,20 \text{ sec}$ $0.06 \leq 0,20 \text{ sec}$ CV (article 4-14 RPA/2003).

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K

Résultats d'analyse dynamique par ETABS

Les résultats présentés dans le tableau suivant sont obtenues après l'analyse automatique par ETABS :

Tableau IV. 4. Mode de vibration et participation massique

Mode	Période	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	Nature
1	0.593	69.63	0.03	0.01	69.63	0.03	0	Translation X-X
2	0.532	0.02	69.4	0.99	69.65	69.42	0	Translation Y-Y
3	0.358	0.01	1.08	68.43	69.67	70.5	0	Rotation
4	0.155	11.02	1.26E-04	1.79E-03	80.69	70.5	0	/
5	0.141	6.69E-05	13.13	0.03	80.69	83.64	0	/
6	0.13	7.15	0.01	5.89E-04	87.84	83.65	0	/
7	0.121	0.01	4.67	0.91	87.85	88.31	0	/
8	0.086	3.85E-03	0.06	16.38	87.86	88.38	0	/
9	0.08	0	2.31E-03	01.81	87.86	88.38	0	/
10	0.062	6.4	0.01	2.93E-03	94.26	88.39	0	/
11	0.06	0.01	6.21	0.02	94.27	94.6	0	/

➤ Modes de vibrations obtenus

✓ **1^{er} mode** : translation suivant X-X

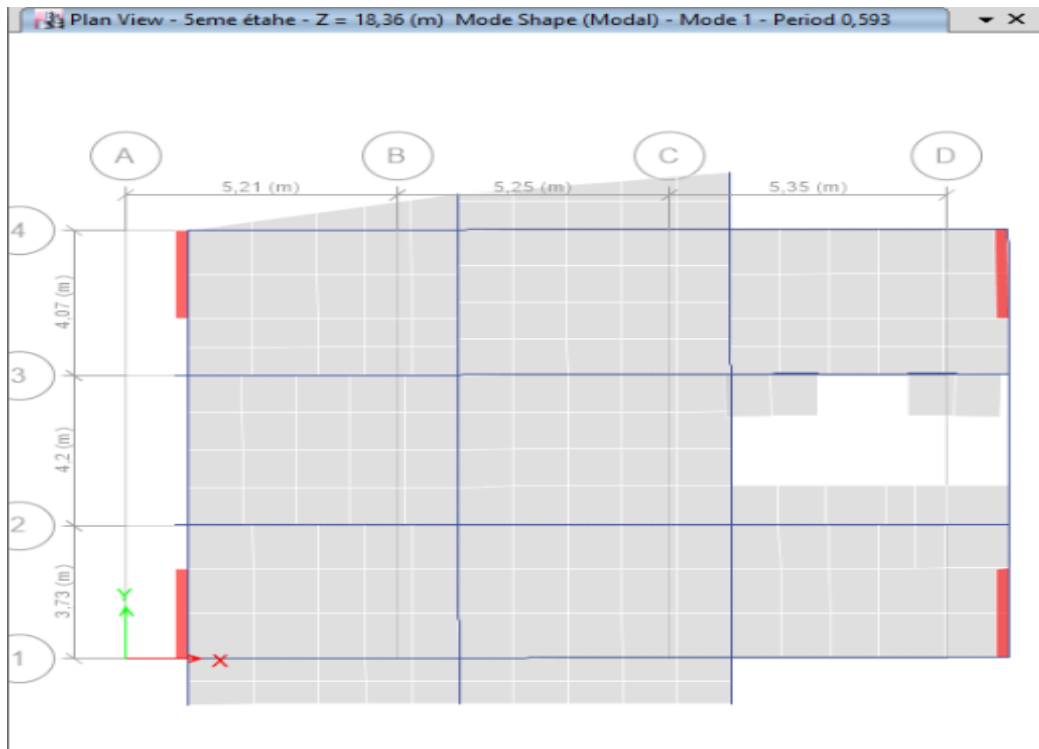


Figure IV. 4. 1^{er} mode de translation selon le sens X-X de période $T = 0.593$ sec

✓ **2^{ème} mode** : translation suivant Y-Y

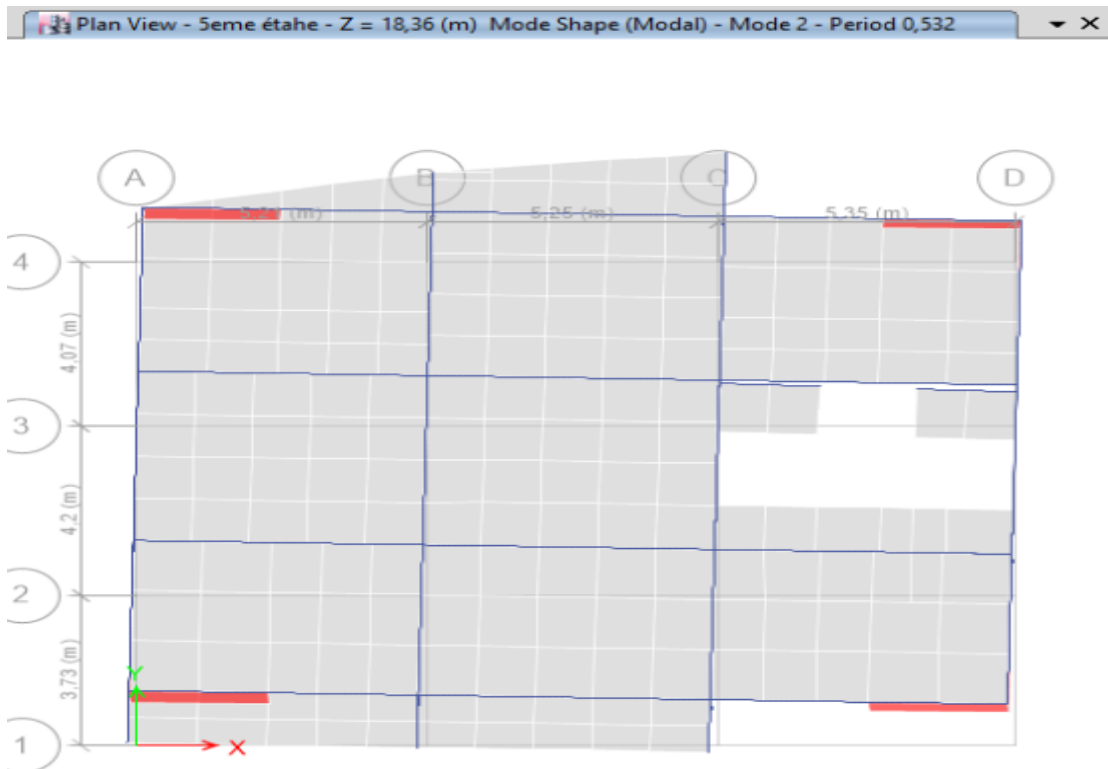


Figure IV. 5. 2^{ème} mode de translation selon Y-Y de période $T = 0.532$ sec

✓ 3^{ème} mode : rotation



Figure IV. 6. 3^{ème} mode de rotation de période T = 0.358 sec

Commentaire

Ce modèle présente une période du premier mode fondamentale

T = 0.593 sec

Les deux premiers modes sont des modes de translation.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 8 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteignant les 90% (selon le RPA99).

La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1,3 T_{RPA}$. (Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003)

$T_{dyn} = 0.593 \text{ sec} < 1,3 (0.532) = 0.691 \text{ sec} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

➤ **L'effort tranchant modal**

$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$ Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode « i ». **W** : Poids total de la structure.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5.L'effort tranchant modal

Mode	Période	$\frac{S_a}{g}$	α_{ix} (%)	α_{iy} (%)	W (KN)	V_{xi} (KN)	V_{yi} (KN)
1	0.593	0.0386	69.63	0.03	9633.6882	25892.637	11.155
2	0.532	0.0386	0.02	69.4	9633.6882	7.437	25807.109
3	0.358	0.1415	0.01	1.08	9633.6882	13.631	1472.220
4	0.155	0.1415	11.02	0.00012	9633.6882	15022.099	0.163
5	0.141	0.1443	0.00006	13.13	9633.6882	0.083	18252.554
6	0.13	0.1477	7.15	0.01	9633.6882	10173.705	14.228
7	0.121	0.1504	0.01	4.67	9633.6882	14.489	6766.394
8	0.086	0.1611	0.00385	0.06	9633.6882	5.975	93.119
9	0.08	0.163	0	0.0023	9633.6882	0	3.611
10	0.062	0.1685	6.4	0.01	9633.6882	10388.969	16.232
11	0.06	0.1691	0.01	6.21	9633.6882	16.2905667	10116.441

➤ Combinaison des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration i et j de période T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport : $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$) vérifie la relation :

$$r \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})} \text{ avec : } \xi_i = \xi_j = 7\% \dots \dots \dots r \leq \mathbf{0.588}.$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par : $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$

Pour : **E** : effet de l'action sismique considérée.

E_i : Valeur modale de E selon le mode « i ».

K : nombre de mode retenus.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1, E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$.

Les résultats de calcul sont présentés ci-dessous :

Tableau IV. 6. Combinaison des réponses modales

Mode	Période T (sec)	$r = \frac{T_i}{T_j}$	$\frac{10}{(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})}$	Observation
1	0.593	0.897	0.588	CNV
2	0.532	0.672		CNV
3	0.358	0.432		CV
4	0.155	0.909		CNV
5	0.141	0.921		CNV
6	0.13	0.930		CNV
7	0.121	0.710		CNV
8	0.086	0.930		CNV
9	0.08	0.775		CNV
10	0.062	0.967		CNV
11	0.06	0.101		CV

Remarque

Les modes ne sont pas indépendants deux à deux donc on applique la loi :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \longrightarrow E_x = 61505.3987 \text{ KN} ; E_y = 51979.7768 \text{ KN.}$$

➤ Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit vérifier la condition : $V_t \geq 0,80 V$ pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $\frac{0,8 V}{V_t}$.

➤ **Calcul de la force sismique statique totale**

Est donnée selon le RPA99/V2003 par la formule : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

$$\text{Sens X-X : } V_x = \frac{0,15 \times 2,118 \times 1,20}{3,5} \times 9633,6882 = 1049,356 \text{ KN}$$

$$\text{Sens Y-Y : } V_y = \frac{0,15 \times 2,023 \times 1,20}{3,5} \times 9633,6882 = 1002,288 \text{ KN}$$

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \longrightarrow E_x = 61505,3987 \text{ KN ; } E_y = 51979,7768 \text{ KN.}$$

Les résultats de vérification sont résumés ci-dessous :

Tableau IV. 7. Vérification de la force sismique statique & dynamique

Sens	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0,8 V _{statique} (KN)	0,8 V _s < V _d
Sens X-X	1049.356	61505.398	839.4848	CV
Sens Y-Y	1002.288	51979.776	801.8304	CV

➤ **Vérification des déplacements latéraux inter-étage**

Selon le RPA99/V2003, les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser le 1% de la hauteur d'étage.

- **Déplacement horizontal** : pour chaque niveau « K » est donné par :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ avec : } \delta_{ek} : \text{déplacement dû aux forces sismiques } F_i.$$

R : coefficient de comportement.

- **Déplacement relatif** : au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est donnée par : $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$.
- **Déplacement admissible** : $\overline{\Delta}_K = 0,01 h_0$ avec : h_0 : hauteur d'étage.

Les résultats de vérifications sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau IV. 8. Vérification des déplacements latéraux inter-étage (sens X-X)

Sens X-X								
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	$h_0(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	OBS
6	0.123	3.5	0.4305	0.3605	0.07	3.06	0.0306	CV
5	0.103		0.3605	0.2835	0.077	3.06	0.0306	CV
4	0.081		0.2835	0.2065	0.077	3.06	0.0306	CV
3	0.059		0.2065	0.133	0.0735	3.06	0.0306	CV
2	0.038		0.133	0.07	0.063	3.06	0.0306	CV
1	0.02		0.07	0.021	0.049	3.06	0.0306	CV
RDC	0.006		0.021	0	0.021	3.06	0.0306	CV

Tableau IV. 9. Vérification des déplacements latéraux inter-étage (sens Y-Y)

Sens Y-Y								
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	$h_0(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	OBS
6	0.111	3.5	0.3885	0.3255	0.063	3.06	0.0306	CV
5	0.093		0.3255	0.2555	0.07	3.06	0.0306	CV
4	0.073		0.2555	0.189	0.0665	3.06	0.0306	CV
3	0.054		0.189	0.1225	0.0665	3.06	0.0306	CV
2	0.035		0.1225	0.063	0.0595	3.06	0.0306	CV
1	0.018		0.063	0.021	0.042	3.06	0.0306	CV
RDC	0.006		0.021	0	0.021	3.06	0.0306	CV

Conclusion

Nous constatons que les déplacements inter-étage ne dépassent pas le déplacement admissible donnée par le RPA99/V2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

➤ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \text{ Avec : } F_t = \begin{cases} 0,07 V T & \text{si } T > 0,7\text{sec} \\ 0 & \text{si } T < 0,7\text{sec} \end{cases} ; \quad F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

T : la période fondamentale de la structure.

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i.

h_j : Niveau de plancher quelconque.

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i,j.

$$\text{Notre cas : } \begin{cases} T_x = 0.530 \text{ sec} < 0,7\text{s} \\ T_y = 0.568 \text{ sec} < 0,7\text{s} \end{cases} \implies \begin{cases} F_{tx} = 0 \\ F_{ty} = 0 \end{cases}$$

Les résultats des forces sismiques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 10.Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens X-X)

Sens X-X						
Niveau	W _i (KN)	h _i (m)	W _i × h _i (KN/m)	∑ W _i × h _i (KN/m)	V – F _t (KN)	F _i (KN)
6	1226.380	21.42	26269.0596	122091.139	1534.24	330.106201
5	1456.634	18.36	26743.8002	122091.139	1534.24	336.071958
4	1475.660	15.3	22577.598	122091.139	1534.24	283.718002
3	1498.583	12.24	18342.6559	122091.139	1534.24	230.500237
2	1520.669	9.18	13959.7414	122091.139	1534.24	175.422999
1	1546.654	6.12	9465.52248	122091.139	1534.24	118.94707
RDC	1546.654	3.06	4732.76124	122091.139	1534.24	59.4735349
Somme						1534.24

Tableau IV. 11.Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens Y-Y)

Sens Y-Y						
Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \times h_i$ (KN/m)	$\sum W_i \times h_i$ (KN/m)	$V - F_t$ (KN)	F_i (KN)
6	1226.380	21.42	26269.0596	122091.1389	1533.99	330.0524108
5	1456.634	18.36	26743.80024	122091.1389	1533.99	336.0171958
4	1475.660	15.3	22577.598	122091.1389	1533.99	283.6717707
3	1498.583	12.24	18342.65592	122091.1389	1533.99	230.4626774
2	1520.669	9.18	13959.74142	122091.1389	1533.99	175.3944138
1	1546.654	6.12	9465.52248	122091.1389	1533.99	118.9276876
RDC	1546.654	3.06	4732.76124	122091.1389	1533.99	59.46384381
Somme						1533.99

➤ **justification vis-à-vis l'effet (P-Δ)**

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec : P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

Tel que : $P_K = \sum_{i=K}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$

V_K : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

h_K : Hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

✓ Sens X-X « longitudinale »

Tableau IV. 12. Vérification de l'effet (P- Δ) sens X-X

Sens X-X						
Niveau	P_K (KN)	V_{Kx} (KN)	h_K (m)	Δ_K (m)	θ_K (m)	Observation
6	1747.7514	481.84	3.06	0.07	0.08	CV
5	3062.0742	815.72	3.06	0.077	0.09	CV
4	4376.397	1078.06	3.06	0.077	0.10	CV
3	5690.7198	1278.56	3.06	0.0735	0.10	CV
2	7005.0426	1416.55	3.06	0.063	0.10	CV
1	8319.3654	1501.27	3.06	0.049	0.08	CV
RDC	9633.6882	1534.24	3.06	0.021	0.04	CV

✓ Sens Y-Y « transversale »

Tableau IV. 13. Vérification de l'effet (P- Δ) sens Y-Y

Sens Y-Y						
Niveau	P_K (KN)	V_{Ky} (KN)	h_K (m)	Δ_K (m)	θ_K (m)	Observation
6	1747.7514	477.49	3.06	0.063	0.08	CV
5	3062.0742	808.39	3.06	0.07	0.09	CV
4	4376.397	1068.1	3.06	0.0665	0.09	CV
3	5690.7198	1268.77	3.06	0.0665	0.10	CV
2	7005.0426	1409.75	3.06	0.0595	0.10	CV
1	8319.3654	1498.33	3.06	0.042	0.08	CV
RDC	9633.6882	1533.99	3.06	0.021	0.03	CV

Conclusion

On remarque que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieures à 0,1 ce qui signifie que l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre ouvrage.

➤ **Vérification au renversement**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment de renversement.

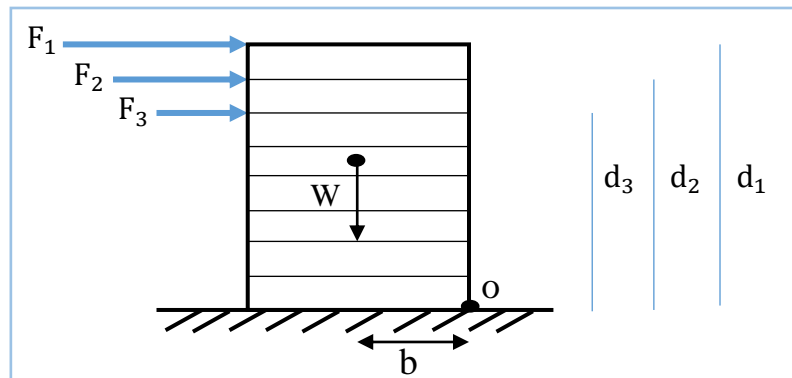


Figure IV. 7.Moment de renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- $M_r = M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$
- $M_s = M_{W/o} = W_i \times b_i$

F_i : Efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : La hauteur de niveau i mesuré à partir de la base.

b_i : Les points les plus éloigné par rapport au centre de gravité pour les deux directions.

W_i : Poids de niveau i .

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$.

Tableau IV. 14. Calcul de moment de renversement sens X-X

Sens X-X			
Niveau	F_{xi}(KN)	d_i(m)	M_r(KN.m)
6	330.106201	21.42	7070.8748
5	336.071958	18.36	6170.2811
4	283.718002	15.3	4340.8854
3	230.500237	12.24	2821.3229
2	175.422999	9.18	1610.3831
1	118.94707	6.12	727.95607
RDC	59.4735349	3.06	181.98902
Somme			22923.6925

Tableau IV. 15. Calcul de moment de renversement sens Y-Y

Sens Y-Y			
Niveau	F_{yi}(KN)	d_i(m)	M_r(KN.m)
6	330.0524108	21.42	7069.72264
5	336.0171958	18.36	6169.27571
4	283.6717707	15.3	4340.17809
3	230.4626774	12.24	2820.86317
2	175.3944138	9.18	1610.12072
1	118.9276876	6.12	727.837448
RDC	59.46384381	3.06	181.959362
Somme			22919.9571

Tableau IV. 16. Calcul du centre de gravité de torsion.

Niveau	X _i (m)	Y _i (m)	M _i	M _i × X _i	M _i × y _i	X _G	Y _G
Niveau 6	8.0762	5.8339	125.013	1009.629	729.313	8.161	5.856
Niveau 5	8.1848	5.8568	148.484	1215.311	869.641		
Niveau 4	8.1802	5.858	150.424	1230.498	881.183		
Niveau 3	8.1753	5.8588	152.760	1248.858	894.990		
Niveau 2	8.1704	5.8601	155.012	1266.510	908.385		
Niveau 1	8.1652	5.861	157.660	1287.325	924.045		
RDC	8.1652	5.861	157.660	1287.325	924.045		
Somme			1047.017	8545.459	6131.604		

$$X_G = 8.161 \text{ m}; Y_G = 5.856 \text{ m}$$

$$b_x = L_x - X_G = 15.8 - 8.161 = 7.639 \text{ m} ; b_y = L_y - Y_G = 13.74 - 5.856 = 7.884 \text{ m}$$

Tableau IV. 17. Vérification du renversement

Sens	b (cm)	W (KN)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s /M _r	Observation
X-X	7.639	9633.6882	73591.744	22923.6925	3.21	CV
Y-Y	7.884	9633.6882	75951.997	22919.9571	3.31	CV

Conclusion : la condition $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$ est vérifiée dans les deux sens donc notre structure est stable au renversement.

➤ Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1) du RPA99/V2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, la vérification s'effectue par la formule suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec : N_d : L'effort normal maximal.

B_c : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

On fait les vérifications pour les poteaux les plus défavorables, et les résultats sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau IV. 18. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
RDC	45×45	2388.936	0.078	CV
1^{er}	45×45	2033.074	0.066	CV
2^{ème}	45×45	1691.243	0.042	CV
3^{ème}	40×40	1358.141	0.033	CV
4^{ème}	40×40	1041.165	0.026	CV
5^{ème}	35×35	729.329	0.014	CV
6^{ème}	35×35	426.473	0.008	CV

CHAPITRE 5

ferraillage des éléments principaux

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments structuraux devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL91** et le **RPA99/V2003**.

Pour pouvoir ferrailer ces éléments, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les armatures seront calculées dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Notre structure est composée de trois éléments structuraux qui sont :

- **Les poteaux** : sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et donc seront calculés en flexion composée.
- **Les poutres** : sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- **Les voiles** : sont soumis à la flexion composée.

V.1.1 Combinaisons d'actions

Tableau V. 1. Combinaisons d'actions

			Combinaison d'actions
Situations	durables	ELU	$1,35 G + 1,5 Q$
		ELS	$G + Q$
	Accidentelles		$G + Q \pm E$
			$0,8 G \pm E$

Avec : **G** : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effort sismique

V.1.2 Caractéristiques des matériaux

Tableau V. 2. Combinaisons d'actions

Matériau	Caractéristique	Situation accidentelle	Situation durable
Béton	γ_b	1,15	1,5
	f_{bu} (MPa)	18,48	14,17
	f_{c28} (MPa)	25	25
Acier	γ_s	1	1,5
	f_e (MPa)	400	400
	σ_s (MPa)	400	348

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs du système plancher-poutre assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont calculés en flexion composée selon les sollicitations les plus défavorable suivantes :

- **N** maximale et **M** correspondant (N_{max} & M_{corr}).
- **N** minimale et **M** correspondant (N_{min} & M_{corr}).
- **M** maximale et **N** correspondant (M_{max} & N_{corr}).

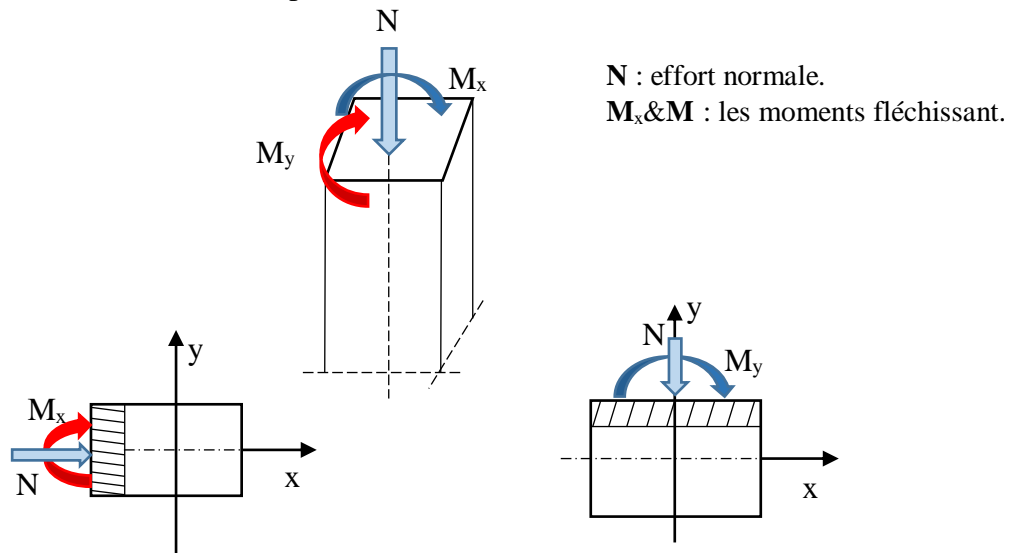


Figure V. 1. Les sollicitations exercées sur le poteau

V.2.1 Etapes de calcul

✓ **Ferraillage longitudinales**

➤ **Recommandation de l'ERPA99/V2003**

D'après le RPA99/V 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II_a est limité par:

- Le pourcentage minimal est de : **0,8%** en zone II_a .
- Le pourcentage maximal est de : **4%** en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- le diamètre minimum est de : $\phi_{\min} = 12\text{mm}$.
- la longueur minimale de recouvrement est de : **40 ϕ** .
- la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$.

➤ **Recommandation de BAEL91**

$$A_{\min} = \max\left(4 \text{ cm}^2/\text{ml}; \frac{2B}{1000}\right)$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100}$$

Avec : B : section du béton = $b \times h$.

➤ **Ferraillage minimale d'après CBA93**

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\text{CNF}} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Le ferraillage des poteaux de notre structure est divisé en zones comme suit :

- **Zone 1** : RDC au 1^{ère} au 2^{ème} étage (45×45).
- **Zone 2** : 3^{ème} au 4^{ème} étage (40×40).
- **Zone 3** : 5^{ème} au 6^{ème} étage (35×35).

Les ferrillages minimaux et maximaux pour chaque zone sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau V. 3. Armatures minimales et maximales pour chaque zone

Zone	Section (cm ²)	BAEL91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
1	45×45	4,05	101,2	2,20	16,2	81	121,5
2	40×40	3,2	80	1,73	12,8	64	96
3	35×35	2,4	61,25	1,33	9,8	49	73,5

Tableau V. 4. Les sollicitations obtenues par ETABS sous combinaisons durables

Zones	N _{min}	M _{corr}	N _{max}	M _{corr}	N _{min}	N _{corr}
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
1	-1093,44	-7,35	-1340,15	-7,043	-1111,62	-9,517
2	-649,526	9,874	-884,939	-8,801	-663,89	-12,062
3	-218,16	10,474	-443,634	-8,715	-229,165	-11,489

1- Situation accidentelle (0.8G±E) et (G+Q±E)

Tableau V. 5. Les sollicitations obtenues par ETABS sous combinaisons accidentelle

Zones	N _{min}	M _{corr}	N _{max}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}
	N (kN)	M(kn.m)	N (kN)	M(kn.m)	N (kN)	M(kn.m)
1	-519,148	3,487	-973,178	-5,40	793,804	5,555
2	-311,754	4,586	-642,95	-6,616	-482,66	-8,996
3	-111,175	4,837	-322,946	-6,48	-167,511	-8,516

V.2.2 Exemple de calcul

✓ Ferrailage longitudinal

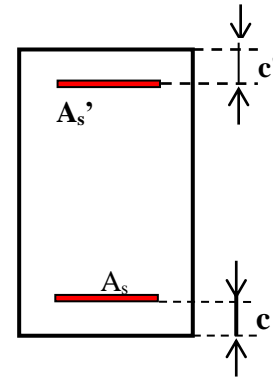
Soit un poteau de ZONE 1 (45x45) cm² (Situation durable) :

$$C = C' = 2 \text{ cm.}$$

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

$$M_{\max} = 7,043 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 1340,15 \text{ KN}$$



Les pièces étant comprimées, il apparait un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliquée.

❖ Calcul de l'excentricité

La position du centre de pression est :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7,043}{1340,15} = 0,005 \text{ m} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,23 \text{ m}$$

❖ Vérification du flambement

$$L_f \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 20 \frac{e_1}{h} \end{array} \right. \Rightarrow 2,142 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 0,002 \end{array} \right. \text{ condition vérifiée}$$

Le calcul sera mené en flexion composée en considérant une excentricité totale

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

- Excentricité du 1er ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,005 \text{ m}$
- Excentricité additionnelle : $e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = 0,02 \text{ m}$
- Excentricité du 2^{ème} ordre : $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$

$$\text{Avec : } L_f = 0,7.L = 2,142 \text{ m.}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}} \right) = 0,76$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10000 \times 0,45} (2 + 0,76 \times 2) = 0,01 \text{ m}$$

❖ L'excentricité totale

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0,005 + 0,02 + 0,01 = 0,035m$$

-Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_T \times N_u = 0,035 \times 1340,15 = 46,90 KN.m$$

-Calcul de moment fictive au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_{fec} = M_t + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 46,90 + 1340,15 \times \left(0,43 - \frac{0,45}{2} \right) = 321,63 KN.m$$

Il faut que cette condition vérifie pour dire que c'est une section partiellement comprimée

$$N_u \times (d - c') - M_{fec} \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times \sigma_{bu}$$

$$= 1340,15 \times (0,43 - 0,02) - 321,63 \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{0,02}{0,45} \right) \times 0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3$$

$$\Rightarrow 227,83 \leq 389,48 \rightarrow \text{vérifier} \dots\dots\dots (1)$$

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \dots\dots\dots (2)$$

D'après (1) et (2) la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment Mt puis sera ramené en flexion composée.

❖ Calcul en flexion simple

$$\mu = \frac{M}{bd^2 \times f_{bc}} = \frac{321,63 \times 10^6}{450 \times 430^2 \times 14,2} = 0,27 < 0,392$$

On a : $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \dots A'_s = 0$ Section simplement armée.

❖ Calcul de A_s

$$A_f = \frac{M_{ua}}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,27}) = 0,40$$

$$Z_b = 43(1 - 0,4 \times 0,40) = 36,12 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{321,86 \times 10^6}{36 \times 348} = 25,60 \text{ cm}^2$$

M_f : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 2560 - \frac{1430,15 \times 10^3}{348} = -15,49 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_s = A'_1 = 0$$

- Selon le BAEL

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(0.2\% B ; 4\% P) \\ A_{\max} = 5\% B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 4,05 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 101,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Selon le RPA

$$A_{\min} = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopte}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}}) = 16,20 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}16 + 8\text{HA}14 = 20,36 \text{ cm}^2$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm ²)	Combinaison	A _{CAL} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Choix des barres
1	45X45	Durable	0	2,20	16,20	20,36	4HA16+8HA14
		Accidentelle	0				
2	40X40	Durable	0	1,73	12,8	20,36	4HA16+8HA14
		Accidentelle	0				
3	35X35	Durable	0	1,33	9,8	10,68	4HA14+4HA12
		Accidentelle	0				

❖ **Longueur de recouvrement RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$L_r = 40 \phi \quad \text{Donc :}$$

Pour :

$$\mathbf{T20} \longrightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\mathbf{T16} \longrightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\mathbf{T14} \longrightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

$$\mathbf{T12} \longrightarrow L_r = 48 \text{ cm}$$

✓ **Armatures transversales**

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

- $\rho_a = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa

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

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

$$t' = 12\text{cm}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale.
- **12 cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme

suit :

Si : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si : $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$

Si : $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

"a" et "b" : dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée

L_f : longueur de flambement du poteau

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite minimum de **10 ϕ_t**

1- Zone courante

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0.45} = 4,76 < 5 \quad \text{Donc : } \rho_a = \mathbf{3,75}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0.4} = 5,35 > 5 \quad \text{Donc : } \rho_a = \mathbf{2,5}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0.35} = 6,12 > 5 \quad \text{Donc : } \rho_a = \mathbf{2,5}$$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{12 \times 3,75 \times 36,76 \times 10}{45 \times 400} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{12 \times 2,5 \times 28,97 \times 10}{40 \times 400} = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{12 \times 2,5 \times 19,58 \times 10}{35 \times 400} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **1cadre 4T8 = 2,01cm²**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 6,12 > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\%$$

$$\frac{2,01}{35 \times 12} = 0,47\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8\text{cm}$

2- Zone nodale

$\lambda_g = 6,12 > 5$ Donc $\rho_a = 2,5$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{8 \times 2,5 \times 19,58 \times 10}{35 \times 400} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **1 cadre 4φ8 = 2,01cm²**

$\lambda_g = 6,12 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\% \text{ (RPA99/V2003)}.$

$\frac{2,01}{35 \times 8} = 0,71\% > 0.3\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8\text{cm}$.

Conclusion

Tableau V. 7. Ferrailage transversal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm ²)	A _t zone courante	A _t zone nodale	St (courante) cm	St (nodale) cm
Zone 1	45x45	4T8	4T8	12	8
Zone 2	40x40	4T8	4T8	12	8
Zone 3	35x35	4T8	4T8	12	8

✓ **Vérifications**

➤ **A l'ELU**

❖ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{MPa} \end{cases} = 3.33 \text{MPa}$

Tableau V. 8. Vérification des efforts tranchants

Zone	h (m)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
1	0,45	36,76	0,18	3.33	CV
2	0,40	28,97	0,19	3.33	CV
3	0,35	19,58	0,16	3.33	CV

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003 Art 7-4-3-2)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

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

Tableau V. 9. Vérification des contraintes aux cisaillements

Zone	λ_g	ρ_d	V (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
1	4,76	0,04	36,76	0,18	1	CV
2	5,35	0.075	28,97	0,19	1.875	CV
3	6,12	0.075	19,58	0,16	1.875	CV

❖ **Vérification des contraintes à L'ELS**

Les résultats des vérifications des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

Par logiciel SECOTEC :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa [BAEL 91A.4.5.2]}$$

Tableau V. 10. Vérification des contraintes à L'ELS

Zone	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPA	Observation
1	973.10	5,08	0,33	15	CV
2	642,90	6,35	0,56	15	CV
3	322,92	6,29	0,94	15	CV

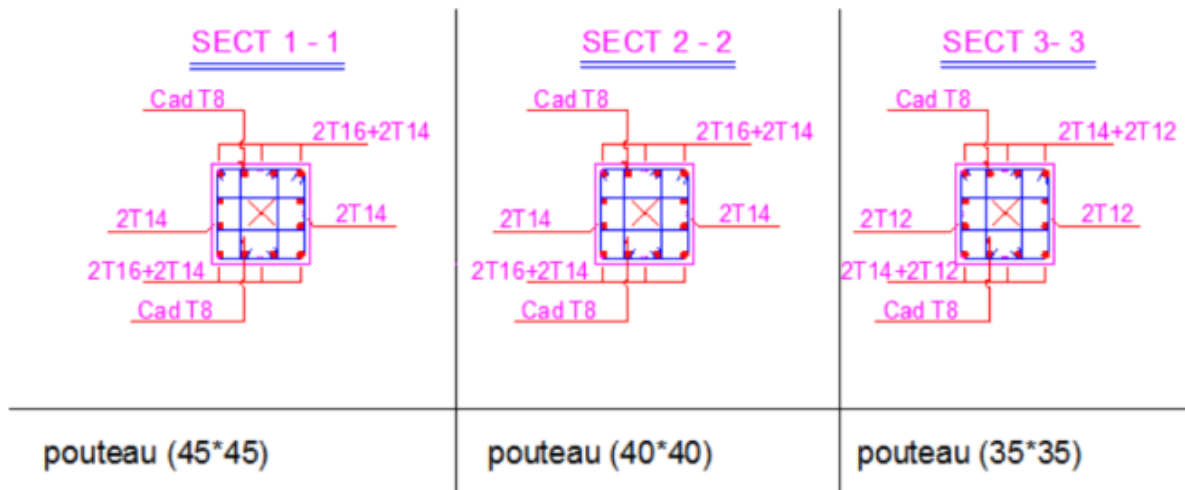


Figure V. 2. Schémas de ferrailage des poteaux

V.3 Etude des poutres

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le **RPA99 V 2003** et le **BAEL 91** :

- ✓ **1,35G + 1,5Q.**
- ✓ **G + Q ± E.**
- ✓ **0,8G ± E.**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone **II_a**.

- Poutres principales : (b, h) = (30x40).
- Poutres secondaires : (b, h) = (30x35).

V.3.1 Etape de calcul

- **Recommandation du RPA99/V03 en zone II_a: (Art 7.5.2)**

- ✓ **Armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,8%** en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0,5\% b \times h$.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{cases} 4\% \Rightarrow A_{max} = 4\% b \cdot h \dots\dots\dots \text{ en zone courante.} \\ 6\% \Rightarrow A_{max} = 6\% b \cdot h \dots\dots\dots \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un rectangle ou un carré.

✓ Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots \text{ dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{ en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ Recommandation du BAEL 91

✓ Armatures longitudinales

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante : $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$
- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}; 150l'_{min} \neq 0) \text{ l'espacement max(ART. 4. 2. 5)}$$

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b}$$

$$S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj})}$$

✓ **Armatures transversales**

Volume relatif d'armatures

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos\alpha + \sin\alpha) \cdot 0,9 \cdot f_e / \gamma_s}$$

Avec : A_t droites $\alpha = 90^\circ \sin\alpha + \cos\alpha = 1$

$$k = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{si fissuration tr\u00e8s nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{en flexion simple.} \end{cases} \quad \text{Donc } k = 1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* \cdot k \text{ et } f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3,3 \text{ MPa}\} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa.}$$

D'o\u00f9 le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj}^*}{0,9 \cdot f_e / \gamma_s}$

➤ **Section minimale d'armature d'âme**

✚ Volume minimal d'armatures : $\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\}$.

✚ Diam\u00e8tre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min}\right\}$

Espacement maximale : $S_{t \max} = \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm})$

V.3.2 Exemple de calcul de ferrailage

Les poutres travaillent \u00e0 la flexion simple sous le moment fl\u00e9chissant. Les moments maximaux, en trav\u00e9es et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

✓ **Armatures longitudinales**

❖ **Poutres porteuses** (poutres principales 30x40)

➤ **En trav\u00e9e** (sous la combinaison **1,35G + 1,5Q**)

On a : $M_{u \max} = -151,96 \text{ KN.m}$

- **Calcul du moment r\u00e9duit « μ_{bu} »**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{151,96 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,275 \quad \mu_{bu} = 0,275 < \mu_l =$$

0,392 \dots \dots \dots $A'_s = 0$ \dots \dots \dots Section simplement arm\u00e9e.

- **Calcul de A_s**

$$A_s^t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha); \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,275}) = 0,413$$

$$Z_b = 360(1 - 0,4 \times 0,413) = 300,528 \text{ mm}$$

$$A_s^t = \frac{151,96 \times 10^6}{300,528 \times 348} = 14,52 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appuis**

Sous la combinaison accidentelle G+Q±E

$$M_{a \max} = -66.48 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment réduit « μ_{bu} »**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66.48 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0,12$$

$$\mu_{bu} = 0,12 < \mu_l = 0,392 \quad A'_s = 0 \dots \dots \dots \text{Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12}) = 0,161$$

$$Z_b = 360(1 - 0,4 \times 0,161) = 336.81 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{66.48 \times 10^6}{336.81 \times 348} = 5.67 \text{ cm}^2$$

Sous la combinaison accidentelle 0,8G±E

$$\text{On a: } M_{a \max} = -47.46 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment réduit « μ_{bu} »**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{47,46 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,086$$

$$\mu_{bu} = 0,086 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

- **Calcul de A_s :**

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha), \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086}) = 0,112$$

$$Z_b = 360(1 - 0,4 \times 0,112) = 343,872 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{47,46 \times 10^6}{343,872 \times 348} = 3,96 \text{ cm}^2.$$

✓ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ Rpa min}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ Rpa max}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{s \text{ Rpa max}} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone recouvrement.}$$

✓ **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 360 \times \frac{2,1}{400} = 1,3\text{cm}^2.$$

$$A_s^t > A_{\min} = 1,3\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

❖ **Poutres Secondaires (30x35)**

➤ **En travée** (sous la combinaison **1,35G + 1,5Q**)

$$M_{u\max} = 37,95 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment réduit « μ_{bu} »**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{37,95 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14,17} = 0,09$$

$$\mu_{bu} = 0,09 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A_s' = 0 \dots \dots \dots \text{Section simplement armée.}$$

- **Calcul de A_s**

$$A_s^t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09}) = 0,118$$

$$Z_b = 315(1 - 0,4 \times 0,118) = 300,13 \text{ mm}$$

$$A_s^t = \frac{37,95 \times 10^6}{300,13 \times 348} = 3,63\text{cm}^2.$$

➤ **En appuis**

Sous la combinaison accidentelle G+Q±E

$$\text{On a : } M_{a\max} = -40,67 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment réduit « μ_{bu} »**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{40,67 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14,17} = 0,096$$

$$\mu_{bu} = 0,096 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A_s' = 0 \dots \dots \dots \text{Section simplement armée.}$$

- **Calcul de A_s**

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,096}) = 0,126$$

$$Z_b = 315(1 - 0,4 \times 0,126) = 300 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{40,67 \times 10^6}{300 \times 348} = 3,90 \text{ cm}^2.$$

Sous la combinaison accidentelle 0,8G±E

On a: $M_{a\max} = -23.03 \text{ KN.m}$

- Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,03 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14,17} = 0,05$$

$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A'_s = 0 \dots \dots \dots$ Section simplement armée.

Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} ; f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) = 0,125$$

$$Z_b = 315(1 - 0,4 \times 0,125) = 300 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{23.03 \times 10^6}{300 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s\ Rpa\ min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s\ Rpa\ max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone courante}$$

$$A_{s\ Rpa\ max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone recouvrement}$$

✓ **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Le résultat de ferrailage longitudinal des poutres est résumé ci-dessus :

➤ **Poutres principales (30x40)**

Tableau V. 11. Ferrailage de poutres principales (30x40)

	localisation		M_{max} (KN.m)	combinaison	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_{adopté}$ (cm ²)
Poutre Principales	En appui	Sup	-66,48	G+Q-E	5,67	6	3HA16	6.03
		Inf	47,46	0,8G+E	3,96		3HA16	
	En travée		151,96	1,35G+1,5Q	14,52		3HA16+3HA14	15.14

➤ **Poutres secondaires (30x35)**

Tableau V. 12. Ferrailage de poutres secondaires (30x35)

	localisation		M_{max} (KN.m)	combinaison	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_{adopté}$ (cm ²)
Poutres secondaires	Sur appui	Sup	-40,67	G+Q-E	3,90	5,25	3HA16	6,03
		Inf	-23,03	0,8G+E	2,20		3HA16	
	En travée		37,95	1,35G+1,5Q	3,63		3HA16	6,03

✓ **Armatures transversales**

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

a. Poutres principales

➤ **Selon le BAEL91 (Art 7-4-2-4)**

- La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales : **$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm})$** .

Donc: $S_t \leq \min(32,4 ; 40\text{cm}) = 40$ on adopte **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2.$$

- Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3) :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{\min} \right\} \Rightarrow \varphi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 11 \text{ mm}$$

Soit : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Selon le RPA99 version 2003**

- La section minimale A_t doit vérifier : **$A_t = 0,003 \times S_t \times b$**

L'espacement maximal :

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\varphi_t) = 10 \text{ cm} \dots \dots \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En zone courante.}$$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_{t\text{adopte}} = \min(S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}}) \dots \dots \dots S_t = 10\text{cm.}$

- En zone courante: $S_{t\text{adopte}} = \min(S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}}) \dots \dots \dots S_t = 20\text{cm.}$

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4HA8** avec $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$.

On aura un cadre et un étrier de diamètre «**HA8**».

✓ **Longueur de recouvrement**

Selon le RPA99/V2003 la longueur minimale de recouvrement en zone II_a est de : $L_r = 40\phi$.

Pour :

HA16.....L_r = 80 cm.

HA14.....L_r = 64 cm.

✓ **Vérification**

❖ **Vérification au cisaillement**

La contrainte tangentielle conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$

La contrainte tangentielle admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droit ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa} \dots \text{situation durable.}$$

Tableau V. 13. Vérification du cisaillement du béton

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPα)	τ̄ _u (MPα)	Observation
Poutre principale	30 x 40	106.13	0,98	3,33	C V
Poutre secondaire	30 x 35	38.67	0,35	3,33	C V

❖ **Vérification des contraintes**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

- **Poutres principales (30×40)**

Tableau V. 14. Vérification des contraintes des poutres principales

	Localisation	M_{ser} (KN. m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
poutres principales	Appuis	-69.56	5,95	11.959	68687.27	12.11	15	CV
	Travée	40,66	3.36	9.445	43966.16	8.735	15	CV

- **Poutres secondaires (30×35)**

Tableau V. 15. Vérification des contraintes des poutres secondaires

	Localisation	M_{ser} (KN. m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
Poutres secondaires	Appuis	-21.55	2.01	7.015	21527.48	7.02	15	CV
	Travée	11,92	1.10	5.362	12814.34	4.98	15	CV

➤ **Vérification de la flèche**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier : Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3$$

Avec :

l : portée de la travée entre nus d'appuis.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

M₀ : Moment statique.

A_s : Section d'armatures tendue.

Les résultats de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 16.Vérification de la flèche

Zone	Poutre	L (m)	h (cm)	M_t (MPa)	M_0 (MPa)	A_s (cm ²)	Observations		
							Cond 1	Cond 2	Cond 3
1	PP	5.35	40	40,66	69,56	5.95	CV	CV	CV
	PS	4.20	35	11,92	21.55	2.01	CV	CV	CV

- Schema de ferrailage des poutres
- Poutre principal

poutre principales (40*30)

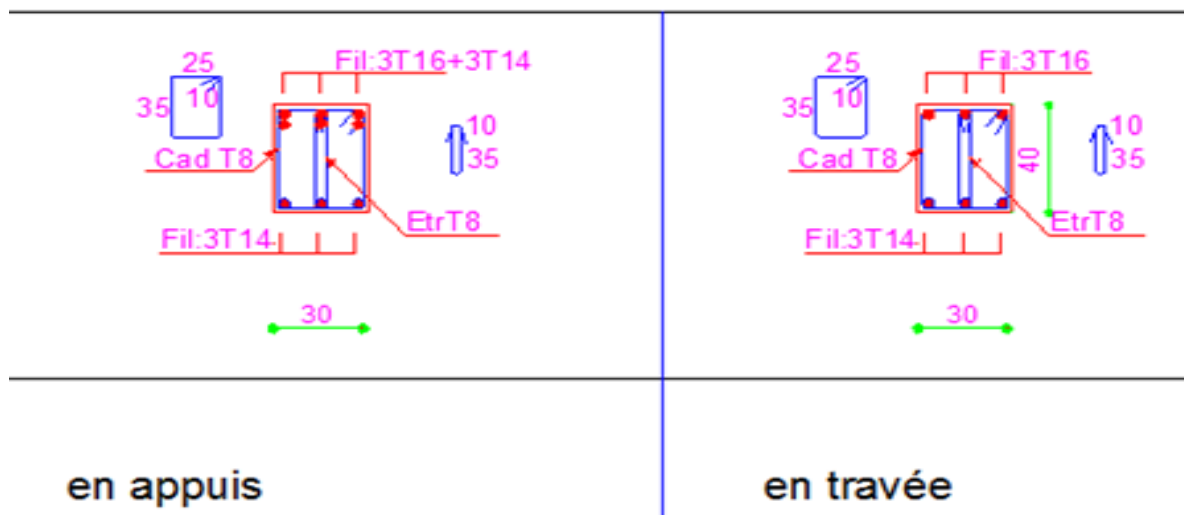


Figure V. 3.Schéma de ferrailage des poutres principal

- Poutre secondaire

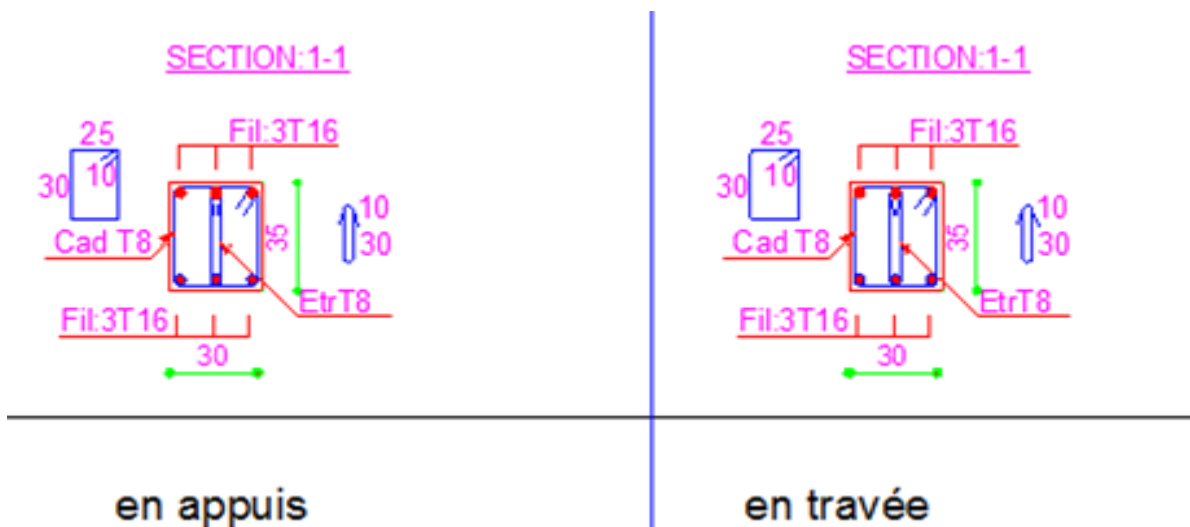


Figure V. 4.Schéma de ferrailage des poutres secondaire

V.4 Etude des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

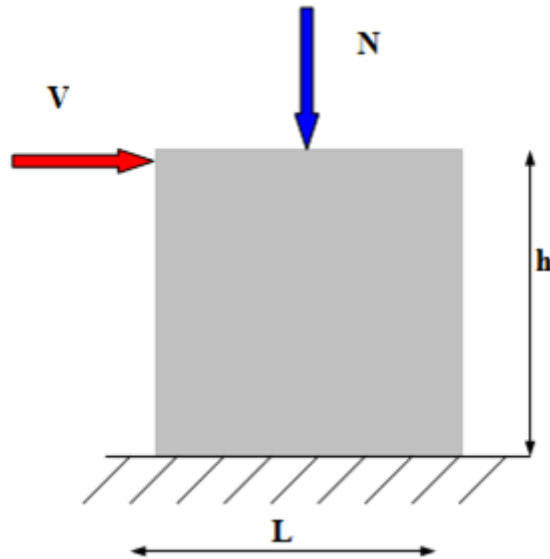


Figure V. 5.Sollicitations des voiles

➤ Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

❖ Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.

Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement

❖ Les avantages des voiles

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

▪ Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

▪ Procédure de ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A .V2003 sous les sollicitations suivantes :

- S1 : M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$
- S2 : N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$
- S3: N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$

➤ Prescriptions imposées le RPA99 (art A-7-7-4-1)

▪ Aciers verticaux

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :

- ✓ En zone courante 0.1 %.
- ✓ Globalement dans la section du voile..... 0.15 %.

L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

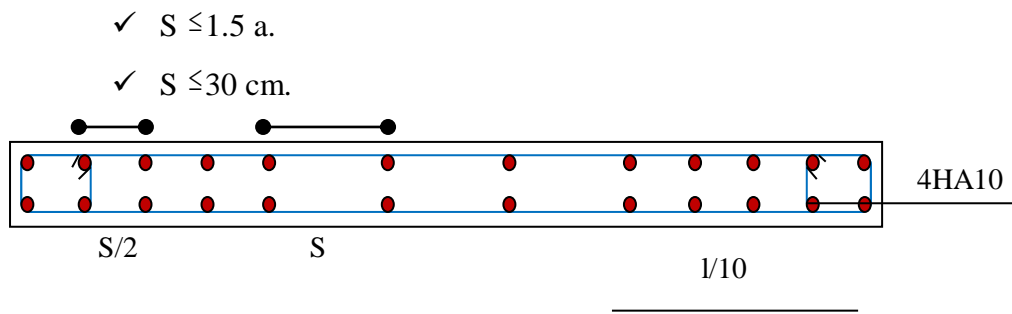


Figure V. 6. Disposition des armatures verticales dans le voile

▪ **Aciers horizontaux**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

➤ **Aciers transversaux**

Les armateurs transversaux doivent respecter les dispositions suivantes :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e \quad (\text{Article 7.7.4.3 RPA})$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

e : épaisseur du voile

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

d) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.4.1 Méthode de calcul

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes

Pour le calcul du ferrailage on a partagé l'ouvrage en trois parties.

- **Zone 1** : RDC ,1^{er} 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- **Zone 2** :4^{ème} ,5^{ème} et 6^{ème} étage.

a) Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{M}{\Omega} + \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{\Omega} - \frac{M V}{I}$$

Avec :

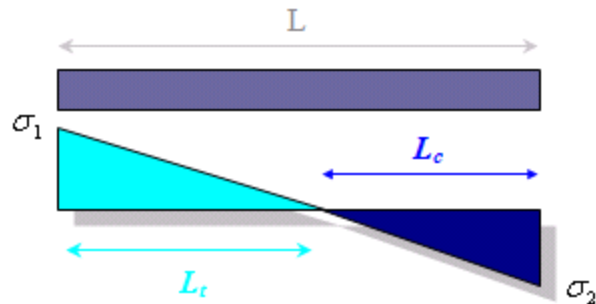
N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : Bras de levier, sachant que $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$.

I : moment d'inertie.



V.4.1.1 Calcul de L_t (longueur de la section tendue)

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

V.4.1.2 Calcul de Force

$$F = \frac{\sigma_1 \times L_t}{2} \times b$$

V.4.1.3 Calcul des armatures verticales

$$A_V = \frac{F}{f_e} + A_{Vj} ; A_{Vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V : \text{l'effort tranchant}$$

➤ Armatures minimales de RPA 99

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{\text{minRpa}} = 0.20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : Longueur de la section tendue

a. Dans la section du voile courante : $A_{\min} = 0,15\% \times b \times L$

b. Dans la zone courante : $A_{\min} = 0,10\% \times b \times L_{\text{courante}}$

➤ **Ferraillage minimal (BAEL91)**

a. Section entièrement tendue (SET) : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s} ; B \times \frac{f_{t28}}{f_c} ; 0,005B\right)$

b. Section partiellement comprimée (SPC) : $A_{\min} \geq \max\left(0,23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_c} ; 0,005B\right)$

❖ **Ferraillage horizontal à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{\text{cal}} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

- La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$.

- Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

❖ **Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_c} \quad \text{Avec : } S_t \leq \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

- $k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.
- $k = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.
- $k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.
- σ_{tm}, σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ (N : effort de compression).

❖ Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ .

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

V.4.2 Exemple de calcul de ferrailage

❖ Ferrailage des voiles

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

- Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile

V : bras de levier $V = \frac{L_{voile}}{2}$

I : l'inertie de voile

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

L_t : Longueur tendue

$$F = \frac{\sigma_1 \times L_t}{2} \times b$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

➤ **Armatures minimales selon le BAEL**

Section partiellement comprimée $A_{\min} \geq \max\left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B\right)$

❖ **Vérification**- **Vérification à l'ELS**

Pour cette état, on considère $N_{\text{ser}} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton , A: section d'armature adoptée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**• **D'après le RPA**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\text{ou : } \tau_u = \frac{1,4 V_{\text{cal}}}{b_0 d}$$

b_0 : épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9.h

h: hauteur totale de la section brute

• **D'après le BAEL 91**

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

Avec : τ_u contrainte de cisaillement

$$\text{On à aussi : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

Exemple du calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant notre voile de ($L= 1.5 \text{ m}$) :

• **Détermination des sollicitations**

$$N_{\max} = -1820.45 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 300.012 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 1.28 \text{ KN.} \quad M_{\text{corr}} = 399.986 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 1771.23 \text{ KN} \quad N_{\text{corr}} = 662.86 \text{ KN.m}$$

$$A = 2 \times 0.2 = 0.4 \text{ m}^2 \quad I = 0.133 \text{ m}^4 \quad v = 1 \text{ m}$$

a) Armatures verticales

- Sous N_{\max}

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{1820.45}{0.4} + \frac{300.012 \times 1}{0.133} = 2295.39 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{1820.45}{0.4} - \frac{300.012 \times 1}{0.133} = 6806.85 \text{KN/m}^2$$

- Sous N_{\min}

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{1.28}{0.4} + \frac{399.986 \times 1}{0.133} = 3010.61 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{1.28}{0.4} - \frac{399.98 \times 1}{0.133} = -3004.21 \text{KN/m}^2$$

- Sous M_{\max}

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{662.86}{0.4} + \frac{1771.23 \times 1}{0.133} = 14974.68 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{662.86}{0.3} - \frac{1771.23 \times 1}{0.133} = -11660.38 \text{KN/m}^2$$

Nous constatons que le cas le plus défavorable est donné par le N_{\max} donc la section est entièrement tendue.

❖ Calcul de L_t

$$L_t = L = 2 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L \times b = \frac{6806.85 + 2295.39}{2} \times 2 \times 0.2 = 1820.45 \text{ KN}$$

• Armature verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} = 0.00455 + 0.000424 = 0.004974 \text{m}^2 = \mathbf{49.75 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit donc : } \mathbf{6HA14+10HA14} \quad \text{Avec : } \begin{cases} S_t = 10\text{cm} \\ S_t = 15\text{cm} \end{cases}$$

• Armature minimale

• Vérifications vis à vis du RPAV2003 (art : 7.7.4.1)

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max (0,20\% \times b \times L_t; B \times \frac{f_{t28}}{f_e})$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = 0,20\% \times b \times L_t = (0.2\% \times 0.2 \times 1.5) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{21 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \max(6, 21) = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 21 \text{ cm}^2$$

❖ **L'espacement minimal d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003**

$$\text{Zone d'about : } (200/10) = 20 \text{ cm Avec } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } 160 \text{ cm. Avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

- **Armature horizontale**

D'après le BAEL91: $A_H = A_v/4 = 49.75/4 = 12.44 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0.15 \% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit donc : } A_H = \max [\text{RPA.V2003 ; BAEL}] = 12.44 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 16 \text{ HA}10 = 12.56 \text{ cm}^2/\text{face/ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_H = 25 \text{ cm}$$

- **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre

(4) Epingles au mètre carré, soit : **4HA8**.

❖ **Vérification de contrainte de cisaillement**

➤ **Selon le RPA**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 [art 7.7.2]** à :

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 733.78 \text{ KN}$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b.d} = 1,4 \times 733.78 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 2) = 2.85 \text{ Mpa}$$

$$\tau < \tau_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Selon le BAEL**

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 733.78 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 2) = 2.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification à L'ELS

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{974.53 \times 10^{-3}}{0,4 + (15 \times 49.75 \times 10^{-4})} = 2.05 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Résultats trouvés

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-après :

- Zone 1 : RDC ,1^{ier} 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- Zone 2 : 4^{ème} ,5^{ème} et 6^{ème} étage.

Tout notre voles sont de mêmes dimension 2 m (V_{X1} , V_{X3}, V_{X4} ,V_{Y1} ,V_{Y2} ,V_{Y3}, V_{Y4} ,)

On choisie le voile le plus sollicité dans le cas le plus défavorables c'est le voile V_{X4}

Vérification

Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicités

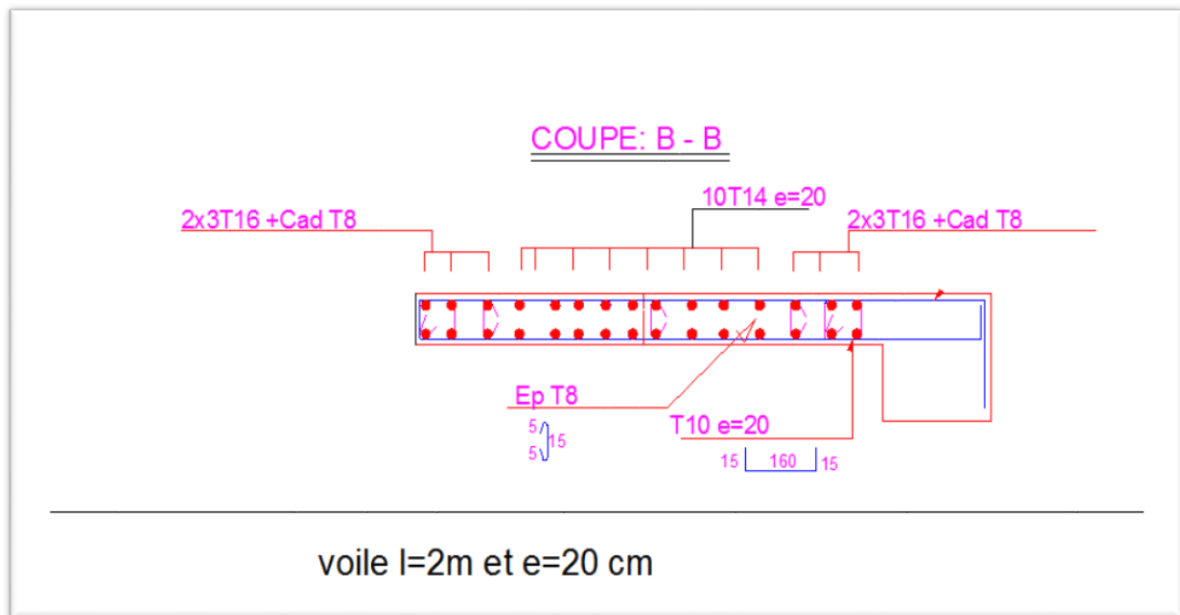
La résultante de calcul pour le voile V_{X4}

Tableau V. 17.Résultats des vérifications du voile V_{X4}

Les zones	V _u (KN)	RPA. v 2003		BAEL		N _{ser} (KN)	σ _{bc} (MPa)	τ _b (MPa)	OBS
		τ _b (MPa)	τ _b (MPa)	τ _b (MPa)	τ _b (MPa)				
Zone 1	733.7	2.85	5	2.04	3.26	974.53	2.05	15	C.V
Zone 2	576.4	2.24	5	1.6	3.26	799.63	1.85	15	C.V

Tableau V. 18.Résultats des ferrailages du voile (L=2 m)

Les sollicitations				Choix des barres /Face (armatures verticales)							Choix des barres /Face (armatures horizontales)			
Les zones	L(m)	N(t)	M(t.m)	A _{vcal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Zone D'abo	S _t	Zone cour	S _t	A _{ado} (cm ²)/Face	A _H (cm ²)/Face	A _{min} (cm ²)	S _{tH}	A _{Hadopté} (cm ²)/Face
Zone1	2	1820.45	300.012	49.75	21	6T16	10	10T14	20	27.46	12.43	6	25	16T10=12.56
Zone2	2	717.58	76.834	21.77	21	6T12	10	10T12	20	18.07	5.44	6	25	11T10=8.63

❖ Ferrailage du voile V_{x4} **Figure V. 7.** Schéma de ferrailage du voile V_{x4}

CHAPITRE 6

étude d'infrastructure

VI . Étude des fondations

VI.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

VI.2 Différentes fonctions des fondations

- a) Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- b) Assurer la résistance des massifs de fondations.
- c) Vérifier la résistance du terrain de fondations.
- d) S'assurer de la durabilité des fondations.
- e) Trouver la solution la plus économique.

VI.3 Différents types des fondations

Il existe quatre catégories de fondations :

- ✓ les fondations superficielles : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau semelles filantes sous mur radier).
- ✓ les fondations profondes: lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puits, pieux).
- ✓ les fondations spéciales : on site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers ciments, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.
- ✓ les fondations surfacique ou radier :

Il existe quatre (04) types de radiers :

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- 2) Le radier nervuré.
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

VI.4 Caractéristiques du sol

- La nature de sol : c'est un sol meuble (catégorie)
- Profondeur d'ancrage est de 4.13m

La contrainte admissible de sol : ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$).

VI.5 Facteurs de choix du type de fondations

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, habitation, industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

En ce qui concerne notre ouvrage, On à le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

($S_s / S_b < 50 \%$).

- La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$N = 1,35 N_G + 1,5 N_Q \quad (\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2).$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

✓ Les poteaux

Tableau VI.1. Les efforts normal des poteaux

Semelles	N_u (KN)	$S = N_u / \bar{\sigma}_{sol} (m^2)$	Semelles	N_u (KN)	$S = N_u / \bar{\sigma}_{sol} (m^2)$
C1	574,56	2,87	C11	83,81	0,41
C2	803,67	4,01	C12	1853,29	9,26
C3	965,05	4,82	C13	457,44	2,28
C4	493,54	2,46	C14	1276,93	6,38
C5	1820,87	9,10	C15	83,53	0,41
C6	2061,17	10,30	C16	525,86	2,62
C7	2166,89	10,83	C17	1116,86	5,58
C8	1752,60	8,76	C18	1051,89	5,25
C9	1573,07	7,86	C19	2319,77	11,59
C10	2388,93	11,94	C20	2231,14	11,25
Totale					127,98

✓ Les voiles

Tableau VI.2. les efforts normal des voiles

Semelles	N_u (KN)	$S = N_u / \bar{\sigma}_{sol} (m^2)$	Semelles	N_u (KN)	$S = N_u / \bar{\sigma}_{sol} (m^2)$
P1	1372,1	6,86	P6	844,78	4,22
P2	1063,96	5,31	P7	1185,06	5,92
P3	463,78	2,31	P8	974,78	4,87
P4	331,7	1,65	P9	954,38	4,77
P5	1294,48	6,47	P10	912,64	4,56
Total					46,94

Donc :

Nous avons une surface globale :

$$S_b = 189,72 \text{ m}^2$$

- A l'ELU

$$\text{Et : } S_s = 127,98 + 46,94 = 174,92 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{174,92}{189,72} = 0,9219 \longrightarrow \frac{S_s}{S_b} = 92,19\%$$

Donc : $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$ Condition non vérifiée.

Conclusion

La surface totale des semelles occupent de 92,19 % de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.6 Calcul d'un radier général

1. L'épaisseur de radier

a) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.35 \text{ m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis .

D'où : $66,87\text{cm} \leq h_r \leq 107\text{cm}$

b) La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} \times L_e \geq L_{\max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la Nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_s \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a: } I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times k \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

Donc : $h \geq 0,709\text{m}$

A partir des deux conditions on prend :

$h_r = 80\text{ cm}$, Pour le radier.

c) La condition de coffrage

o Pour la nervure

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{535}{10} = 53,5\text{cm}$$

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

$L_{\max} = 5,35\text{m} \Rightarrow h_n \geq 0,535\text{m}$.

On prend $h_n = 0,535\text{ m}$.

o Pour la dalle

La hauteur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{535}{20} = 26,75\text{ cm}$$

Soit : $h_t = 30\text{cm}$

2. Surface nécessaire

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\bar{\sigma} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \overline{\sigma_{\text{adm}}} \quad , \quad \text{avec : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{\text{adm}}}}$$

A la base du bâtiment :

$$N_u = 33187,49\text{ KN} \quad ; \quad \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 200\text{ KN/m}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{\text{adm}}}} = \frac{33187,49}{200} = 165,93\text{m}^2.$$

$$N_s = 24239,12\text{KN} \quad ; \quad \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 200\text{ KN/m}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{\text{adm}}}} = \frac{24239,12}{200} = 121,19\text{m}^2.$$

3. Détermination des efforts

➤ Détermination des charges et des surcharges

Superstructure : $G = 9014.1263 \text{ KN}$

$Q = 3097.8093 \text{ KN}$

- **Infrastructure :**

▪ **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{poids de dalle}$

$G_{\text{rad}} = 165,93 \times 0,80 \times 25 = 3318,6 \text{ KN}$

$G_{\text{infrastructures}} = 3794,4 \text{ KN}$

Donc :

$G_{\text{TOTAL}} = 12808,52 \text{ KN}$

$Q_{\text{TOTAL}} = 3097.8093 \text{ KN}$

4. Sollicitations :

- ELU : $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \longrightarrow N_U = 21938,21 \text{ KN}$

- ELS : $N_S = N_G + N_Q \longrightarrow N_S = 15906,32 \text{ KN}$

VI.7 Vérification du radier

VI.7.1 Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Page (357)}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9 h$; $b = 1 \text{ m}$.

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 5,35m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \\ V_u = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \\ \text{Donc : } V_u = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\text{max}} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{21,93821 \times 5,35 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 165,93 \times 0,07 \times 25} = 0,34 \text{ m}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0,80 \text{ m} > 0.34 \text{ m} \Rightarrow$ elle est vérifié vis-à-vis au cisaillement

VI.7.2 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

avec :

- W : poids total du bâtiment à la base du radier :
- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$.
- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN} / \text{m}^3$).
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 2 \text{ m}$).
- S : surface du radier ($S = 165,93 \text{ m}^2$).

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1,5 \times 10 \times 2 \times 165,93 = 4977,9 \text{ kN} \longrightarrow 9014,1263 \text{ kN} > 4977,9 \text{ kN}$$

Donc : $W > F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$Condition vérifiée

VI.7.3 Surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{21938,21}{200} = 109,69 \text{ m}^2$$

$$165,93 \text{ m}^2 > 109,69 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{15906,32}{200} = 79,53 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$165,93 \text{ m}^2 > 79,53 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface du radier ($S_{\text{rad}} = 165,93 \text{ m}^2$) est supérieure à la surface minimale donc la condition est vérifiée.

VI.7.4 Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

• Pour les voiles

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (p7) de longueur $L = 2$ m.

$$N_u = 1820,45 \text{ kn}$$

Ce qui donne un effort normal pour une mètre linéaire égal à:

$$N_u = \frac{1820,45}{2} = 910,22 \text{ KN / ml}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 1 + 2h)$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 2 \times (0,2 + 1 + 2h) \times h \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$N_u \leq 1500 (1,2 + 2h) h$$

$$3000h^2 + 1800h - 910,22 \geq 0 \longrightarrow h = 0,46 \text{ m} < 0,90 \text{ m}$$

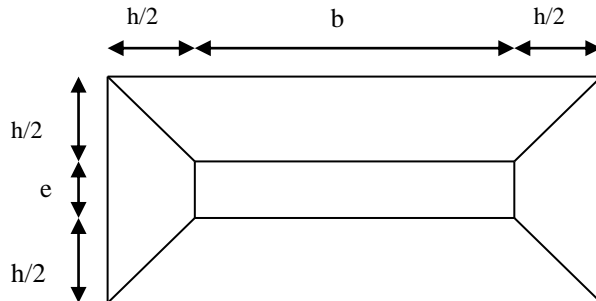


Figure VI.1. Schéma de transmission des charges

• Pour les poteaux

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_u = 1340,15 \text{ KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4 \times (a + h) = 4 \times (1 + h)$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 4 \times (1 + h) \times h \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$N_u \leq 3000 (1 + h) h$$

$$3000 h^2 + 3000 h - 1340,15 \geq 0 \longrightarrow h = 0,33 \text{ m} < 0,90 \text{ m}$$

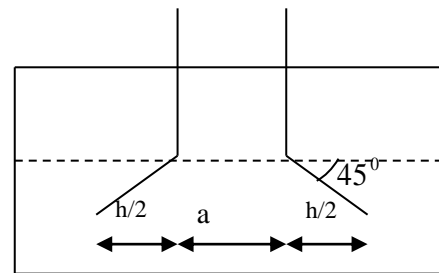


Figure VI. 2. Schéma de transmission des charges

L'épaisseur de radier $h_r = 0,90$ m est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

VI.8 Caractéristique géométriques du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

(X_i, Y_i) : Centre de gravité du panneau considéré.

Tableau VI.3. le centre de gravité du bâtiment dans sens x, y

Centre de gravité du bâtiment	
X_G	7,9
Y_G	6,87

Les inerties sont :

$$I_x = 3415,35m^4 ; I_y = 4516,23 m^4$$

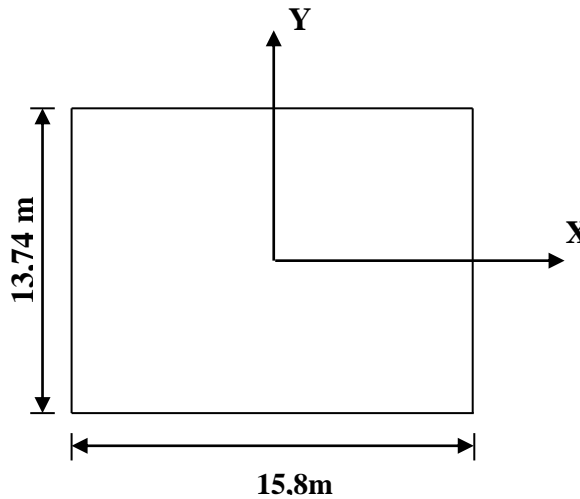


Figure VI.3. Schéma du radier générale

VI.9 Évaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5\sigma_{adm} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I}; \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

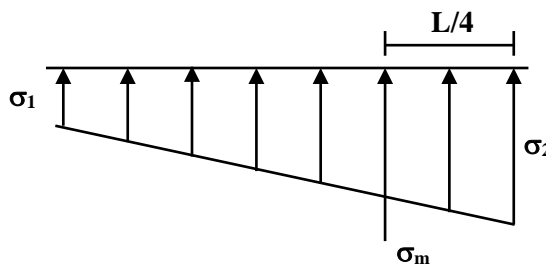


Figure VI.4. Diagramme des contraintes

Tableau VI.4. Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	24239,12	24239,12	33187,49	33187,49
M (KN.m)	142651,2	192871	195257.20	263984
V(m)	7,9	6,87	7,9	6,87
I (m⁴)	3415,35	4516,23	3415,35	4516,23
σ_1(KN / m²)	476,04	439,47	651,65	601,57
σ_2(KN / m²)	-183,8	-147,31	-251,63	-201,55
σ_{moy}(MPa)	0,311	0,292	0,425	0,4
σ_{adm}(MPa)	0,3	0,3	0,3	0,3
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI.10 Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure $\longrightarrow h = 2 \text{ m}$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

a) Vérification de soulèvement: $0,8 G \pm E$

Tableau VI.5. Vérification de soulèvement

	0,8 G ± E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	16913.05	16913.05
M (KN.m)	100079.88	135294
V(m)	7.9	6,87
I (m⁴)	3415.35	4516.23
σ_1(KN / m²)	333.42	307.73
σ_2(KN / m²)	-129.56	-103.87
σ_{moy}(MPa)	0.217	0.204
σ_{adm}(MPa)	0.3	0.3
La condition	Vérifiée	Vérifiée

b) Vérification de renversement: $G+Q+E$

Tableau VI.6. Vérification de renversement

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	24239.12	24239.12
M (KN.m)	142893.26	193114
V(m)	7.9	6,87
I (m⁴)	3415.35	4516,23
σ_1(KN / m²)	476.60	439,84
σ_2(KN / m²)	-184,44	-147,68
σ_{moy}(MPa)	0,311	0,292
σ_{adm}(MPa)	0,3	0,3
La condition	Vérifiée	Vérifiée

VI.11 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VI.11.1 Méthode de calcul

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

a) Détermination des moments isostatiques

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 < \alpha < 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un sens.} \\ 0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens.} \end{array} \right.$$

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

$$\begin{array}{l} \bullet \text{ Moment en travée :} \\ \bullet \text{ Moment sur appuis :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 \times M_x \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y \\ M_{ax} = 0,5 \times M_x \\ M_{ay} = 0,5 \times M_x \end{array} \right.$$

- si le panneau considéré est un panneau de rive :

$$\begin{array}{l} \bullet \text{ Moment en travée :} \\ \bullet \text{ Moment sur appuis:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 \times M_x \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y \\ M_x = 0,3 \times M_x \\ M_{ay} = 0,3 \times M_x \end{array} \right.$$

- Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40.

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

b) Évaluation des charges et surcharges

❖ ELU : $q_u = \sigma_{\text{moy (u) max}} = \frac{1,35G + 1,5Q}{S_{\text{RAD}}} = \frac{21938,21}{165,93} = 132,21 \text{ KN / m}^2$

❖ ELS : $q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{moy (ser) max}} = \frac{G + Q}{S_{\text{RAD}}} = \frac{15906,32}{165,93} = 95,86 \text{ KN / m}^2$

c) Calcul du ferrailage longitudinal :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,2}{5,35} = 0,78 \longrightarrow \alpha > 0,40$$

Donc : la dalle travaille dans les deux sens.

➤ **Les efforts à L'ELU**

Sens x – x , Sens y – y

$\mu_x = 0,0584$ $\mu_y = 0,5608$

$M_x = \mu_x q_{ul} l_x^2$ $M_y = \mu_y M_x$

➤ **Les efforts à L'ELS**

Sens x – x , Sens y – y

$\mu_x = 0,0650$ $\mu_y = 0,684$

$M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2$ $M_y = \mu_y M_x$

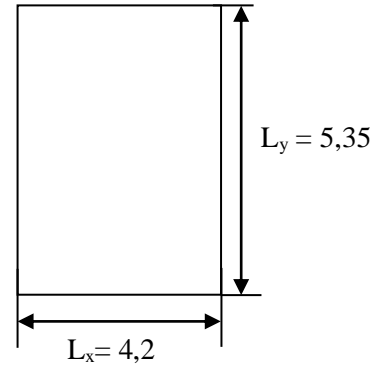


Figure VI.5. Le panneau le plus sollicité

Tableau VI.7. Calcul des moments

	ELU		ELS	
	Sens X –X	Sens Y –Y	Sens X –X	Sens Y –Y
μ	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
M (KN.m)	136,19	76,37	109,91	75,18
M_t (KN.m)	102,14	57,27	82,43	56,38
M_a (KN.m)	68,09	68,09	54,95	54,95

d) Ferrailage

➤ **Pourcentage minimal**

Suivant le petit côté : $A_y \text{ min} \geq 8h = 8 \times 0,80 = 6,4 \text{ cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_x \text{ min} \geq 8h [(3-\alpha)/2] = 6,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (359)}$

Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \longrightarrow St_x = 15 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \longrightarrow St_y = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Pages (392)}$$

❖ **Détermination des armatures à L'ELS : fissuration préjudiciable**

Tableau VI.8. Le ferrailage a L'ELU

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$M_u(\text{KN.m})$	102,14	68,09	57,27	68,09
U	0,098	0,065	0,055	0,065
$U < 0.392$	Oui	Oui	Oui	Oui
$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	11,46	7,49	6,27	7,49
$A_{s \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	3,26	3,26	3,26	3,26
choix des barres/ml	7HA20	7HA14	7HA20	7HA14
A_s adopté	21,99	10,78	21,99	10,78
Espacement (cm)	15	15	15	15

• **Calcul des armatures à L'ELU**

Tableau VI.9. Le ferrailage a L'ELS

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$M_u(\text{KN.m})$	82,43	54,95	56,38	54,95
U	0,079	0,053	0,054	0,053
$U < 0.392$	Oui	Oui	Oui	Oui
$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	9,14	6,01	6,17	6,01
$A_{s \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	3,26	3,26	3,26	3,26
Choix des barres/ml	7HA16	7HA16	7HA16	7HA16
A_s adopté	14,07	14,07	14,07	14,07
Espacement (cm)	15	15	15	15

VI.11.2 Vérification de la continuité des moments

Tableau VI.10. Vérification de la continuité des moments

		ELS			
		Moment (KN.m)	$M_{t+} (M_e+M_w)/2$	$1,25 M_0$	Vérification
Sens X – X	M_0	109,91	137,38	137,38	Vérifiée
	M_e	54,95			
	M_w	54,95			
	M_t	82,43			
Sens Y – Y	M_0	75,18	111,33	93,97	Vérifiée
	M_e	54,95			
	M_w	54,38			
	M_t	56,38			
		ELU			
		Moment (KN.m)	$M_{t+} (M_e+M_w)/2$	$1,25 M_0$	Vérification
Sens X – X	M_0	136,19	170,23	170,23	Vérifiée
	M_e	68,09			
	M_w	68,09			
	M_t	102,14			
Sens Y – Y	M_0	76,37	125,36	95,46	Vérifiée
	M_e	68,09			
	M_w	68,09			
	M_t	57,27			

- Vérifications des contraintes

- Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.
- Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$.

- Sens X – X

Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS (sens X – X)

Zone	M_{ser} (KN.m)	A adopté (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	54,95	14,07	5,20	162,22	15	201,6	CV
Travée	82,43	21,99	1,95	45,71	15	201,6	CV

- Sens Y – Y

Tableau VI.12. Vérification des contraintes à l'ELS (Y – Y)

Zone	M_{ser} (KN.m)	A adopté (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	54,95	14,07	5,20	162,22	15	201,6	CV
Travée	56,38	21,99	1,33	31,26	15	201,6	CV

VI.12 Schéma de ferrailage

✓ à L'ELU

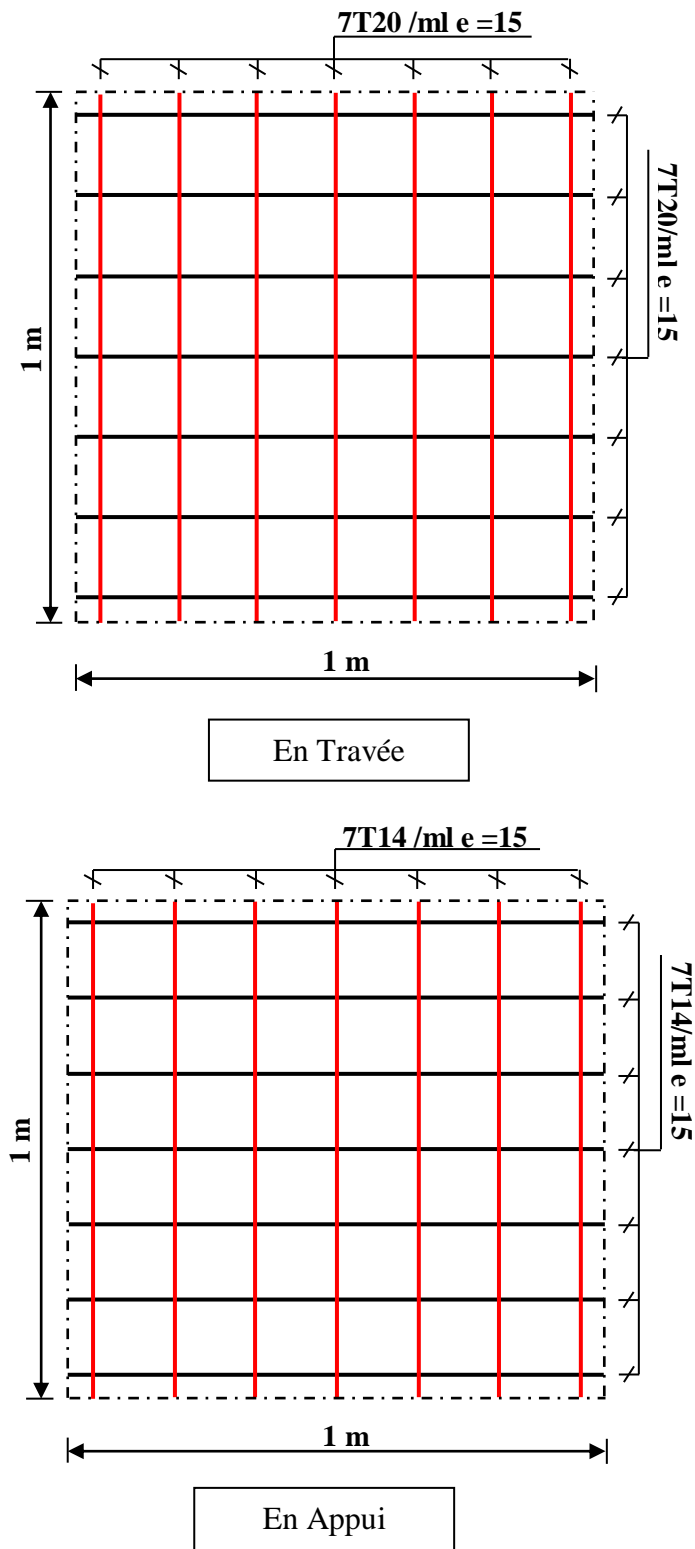


Figure VI.6. Schéma de ferrailage de radier en appui et en travée à L'ELU

✓ à L'ELS

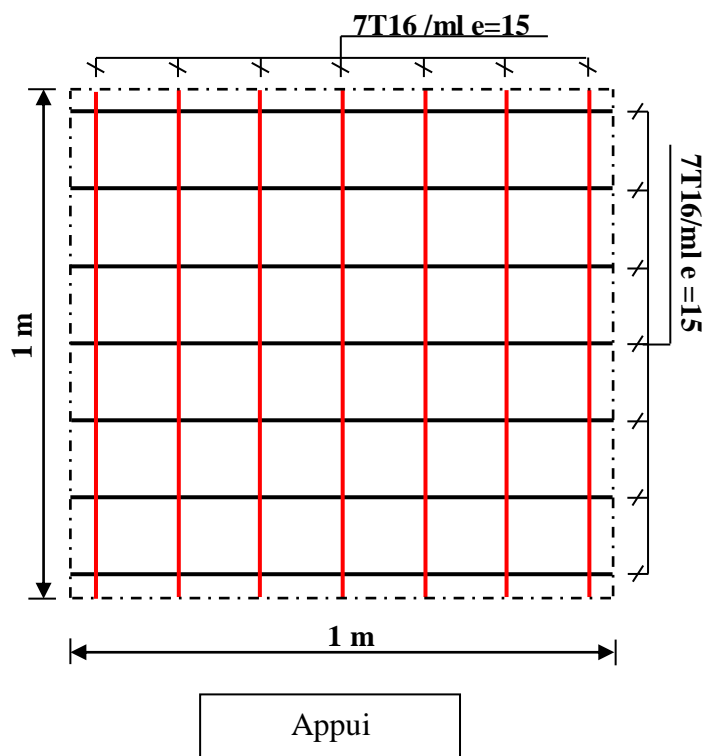
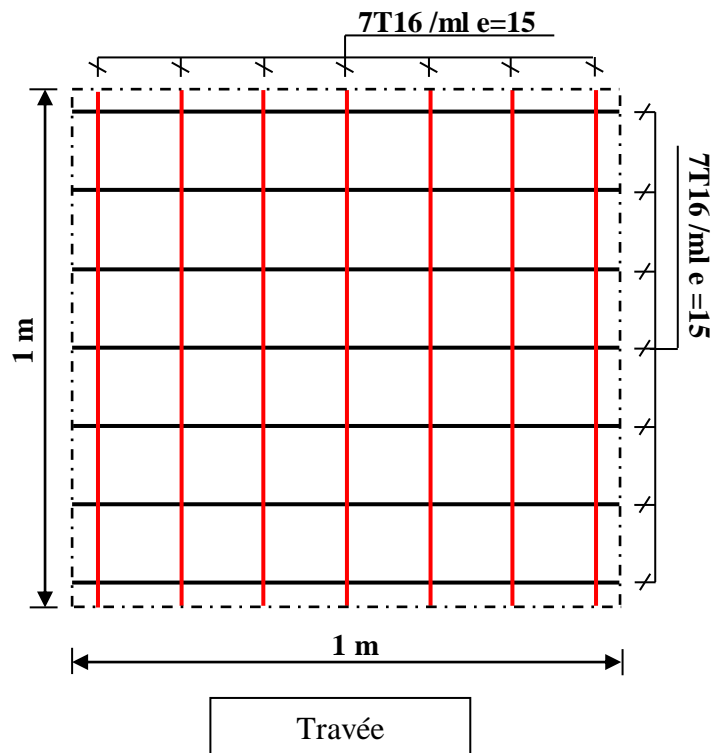


Figure VI.7. Schéma de ferrailage de radier en appui et en travée à L'ELS

conclusion générale

Conclusion générale

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Bibliographie

Bibliographie

Pour l'élaboration de présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements:**

- ❖ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93 « DTR-B 41»**.
- ❖ Règles parasismiques algériennes **R.P.A 99 « version 2003»**.
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R-B.C2.2**.

➤ **Logiciels utilisés:**

- ❖ ETABS 2016.....Analyse des structures.
- ❖ AUTOCAD 2009..... Dessin.
- ❖ EXCEL 2007.....Calcul
- ❖ WORD 2007.....Traitement du texte.

➤ **Mémoire de fin d'étude**

Résumé

Ce projet consiste à concevoir et à étudier un bâtiment (RDC+6) en béton armé, à usage d'habitation qui est implanté à wilaya de BOUIRA Cette région classée dans une zone de moyenne sismicité (zone II a). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement : voiles porteurs. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA version 2003) et le document technique CBA93. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (ETABS 2016). En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés : Bâtiment, béton armée, système portique, voiles, la méthode numérique.

Abstract

This project consists of the design and study of a building (ground floor + 6 floors) in reinforced concrete, for residential use, located in the wilaya of BOUIRA. This region is classified in a medium seismicity zone (zone II a). The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a bracing system: load-bearing walls. The dimensioning and calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (RPA version 2003) and the technical document CBA93. The seismic study was carried out according to the numerical method based on the finite element method using the software (ETABS 2016). Finally, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Key words: Building, reinforced concrete, portal system, walls, numerical method.

المخلص

يتكون هذا المشروع من تصميم ودراسة مبنى (RDC + 6) من الخرسانة المسلحة ، للاستخدام السكني ، ويقع في ولاية بويرة ، وهذه المنطقة مصنفة في منطقة زلزالية متوسطة (المنطقة 2 أ). يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية من خلال نظام تقوية: الجدران الحاملة. تم تحديد أبعاد وحساب التعزيزات لجميع العناصر المقاومة وفقاً للوائح الجزائرية المعمول بها (RPA الإصدار 2003) والوثيقة الفنية CBA93. أجريت الدراسة الزلزالية باستخدام الطريقة العددية المعتمدة على طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج (ETABS 2016) ، وأخيراً درسنا البنية التحتية من خلال حساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية: البناء ، الخرسانة المسلحة ، نظام البوابة ، الجدران ، الطريقة الرقمية.