

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTER DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA DE BOUMERDES
FACULTE DES SCIENCE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL**



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

**En vue de l'obtention du diplôme
Master en génie civil**

Spécialité : Structure

THEME

**Dimensionnement d'un bâtiment (R+7+SOUS SOL)
sur un sol renforcé par colonnes ballastées.**

Présenté par :

M^{elle}. KESSAL Melissa

M^{elle}. HASSAD Meriem

Encadré par :

Mr M. KADRI

Promotion 2016-2017

Remerciements

Nos premiers remerciements, vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nous remercions également nos familles respectives pour les sacrifices fournis afin que nous puissions terminer nos études.

Nous remercions aussi notre encadreur

*Mr : **KADRI .M** qui nous a soutenu et aidé à aller au bout de ce sujet.*

Nous sommes reconnaissantes envers notre département de génie civil et l'ensemble des enseignants qui nous ont formés avec beaucoup de dévouement.

*Nous tenons aussi à remercier l'entreprise **COSIDER ENGINEERING-Dar El Beida**, pour son bon accueil durant la période de notre stage.*

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils porteront à notre travail, qui on espère sera apprécié.

Enfin nous tenons à remercier tous ceux et celles qui de près ou de loin ont contribué à finaliser ce modeste travail.

Mélissa & Meriem

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A ceux qui m'ont tant aimée et encouragée, à ceux qui
m'ont épaulée durant les moments difficiles, à ceux qui
m'ont tracée le chemin vers la réussite, à ceux qui sont
la source de mon inspiration et de mon courage,
aux meilleurs **parents** du monde avec tout mon amour.*

*A ma chère **yéma Houria**.*

*A toute ma **famille**.*

*A mon binôme **Meriem** avec qui j'ai partagé le meilleur et le
pire tout au long de notre parcours.*

*A mes **amis** et **camarades** qui m'ont beaucoup aidée.*

A tous ceux que j'aime.

Mélissa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail:

*A mes très chers parents qui m'ont guidée durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, un grand merci à mes **parents**.*

A toute personne qui m'a aidé à poursuivre mes études.

*A mes très chères frères et sœurs : **Zineddine, Zaki, Manel, Amira et Abderahmene**.*

*A toute ma **famille** et à tous ceux que j'aime.*

*A tous mes **amis** qui n'ont cessé de m'aider et de me conseiller pour accomplir mon travail.*

*A mon binôme **Mélissa** avec qui j'ai partagé de bons moments malgré les difficultés que nous avons rencontrées.*

Et enfin à tous ceux qui m'ont aidée de prêt ou de loin.

Mériem

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction.....	1
I.2. Présentation du bâtiment.....	1
I.2.1. Dimensions en élévation.....	1
I.2.2. Dimensions en plan.....	1
I.3. Implantation de l'ouvrage.....	1
I.4.Caractéristique des matériaux	2
I.5. Conception de la structure.....	2
I.5.1.Ossature de l'ouvrage.....	2
I.5.2.Plancher.....	2
I.5.3. Maçonnerie	3
I.5.4. Revêtement	4
I.5.5. Acrotères	4
I.5.6. Escaliers.....	4
I.5.7. Local d'ascenseur	4
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.6.1. Le Béton.....	4
I.6.2. Acier.....	7
I.7. Les hypothèses de calcul.....	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	9
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	9
II.2.1.Plancher en corps creux.....	10
II.2.2. Les nervures.....	10
II.2.3. Plancher en dalle pleine.....	11
II.3.Pré dimensionnement des poutres.....	12
II.4.Evaluation des charges	13
II.5.Pré dimensionnement des poteaux	15
II.5.1.Principe de calcul	15
II.5.2.Etapes du pré dimensionnement	16
II.5.3.Pré dimensionnement	16
II.6.Pré dimensionnement des voiles	25
II.7.Pré dimensionnement des balcons.....	27
II.8. Acrotère	28
II.9.Etude d'escalier	28

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	34
III.2.Etude de l'acrotère	34
III.2.1.introduction.....	34

III.2.2.Hypothèse de calcul	34
III.2.3.Dimension de l'acrotère	34
III.2.4.Evaluation des charges	35
III.2.5. Les charges	35
III.2.6.Détermination des sollicitations	35
III.2.7.Combinaison des sollicitations	36
III.2.8. Ferrailage de la section	36
III.2.9.Vérification à l'ELU	39
III.2.10.Vérification au cisaillement.....	39
III.2.11.Vérification de l'adhérence des barres	39
III.2.12.Vérification de l'encrage	40
III.2.13.vérification des contraintes à l'ELS	40
III.3. Calcul du balcon	42
III.3.1. Hypothèse de calcul	42
III.3.2. Détermination des efforts.....	42
III.3.3. Calcule des sollicitations.....	42
III.3.4. Moments et efforts tranchants	43
III.3.5. Ferrailage du balcon	44
III.3.6.Schéma de ferrailage	47
III.4.Etude du plancher à corps creux	48
III.4. 1. Définition	48
III.4.2. disposition et pré dimensionnement des poutrelles	48
III.4.3. Calcul des poutrelles.....	49
III.4.4. Méthodes de calcul des poutrelles	51
III.4.5. Calcul de ferrailage à l'ELU	57
III.4.6. Ferrailage de la dalle de compression	63
III.5.Etude du plancher dalla pleine	64
III.5.1. Introduction.....	64
III.5.2.l'épaisseur des panneaux.....	64
III.5.3.Evaluation des charges	64
III.5.4.Calcul des moments isostatiques	65
III.5.5.calcul de l'effort tranchant	66
III.5.6.Calcul de ferrailage à l'ELU	66
III.5.7.Vérification à l'ELU.....	67
III.5.8.Vérification à l'ELS.....	69
III.6. Calcule des escaliers.....	71
III.6.1.Escalier EC.....	71
III.6.2.Etude de la poutre palière.....	79
III.6.3.Escalier RDC.....	85
III.6.4.Etudes de la poutre brisée.....	92
III.7.Etude de l'ascenseur	99
III.7.1.dimensionnement de la dalle.....	99
III.7.2. calcul des sollicitations.....	100
III.7.3.calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_x et M_y	101
III.7.4. Calcul du ferrailage.....	103
III.7.5.Vérification à l'ELU.....	104
III.7.6.Vérification à l'ELS.....	106

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1.Introduction.....	108
IV.2.Objectif de l'étude dynamique.....	108
IV.3.Méthode de calcul.....	108
IV.3.1.Méthode statique équivalente.....	108
IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale.....	109
IV.3.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	109
IV.3.4.Choix de la méthode de calcul.....	109
IV.4.Description de logiciel (ETABS)	109
IV.5.Vérification du RPA.....	110
IV.5.1.spécification pour les poteaux.....	110
IV.5.2.système de contreventement.....	110
IV.5.3.Résultantes des forces sismiques de calcul.....	112
IV.5.4.Calcul de l'excentricité.....	116
IV.5.5.Justification vis-à-vis des déformations.....	119
IV.5.6.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	120
IV.5.7.Vérification de non renversement	121

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.1.Introduction.....	122
V.2.Ferrailage des poteaux.....	122
V.2.1. Les combinaisons d'actions.....	122
V.2.2.Caractéristiques des matériaux.....	123
V.2.3.Vérifications.....	127
V.3.Ferrailage des poutres.....	131
V.3.1.Recommandation du RPA V2003.....	131
V.3.2.Recommandation du BAEL 91.....	132
V.3.3. Calcul des armatures transversales.....	135
V.3.4.Vérifications.....	136
V.4.Ferrillages des voiles.....	141
V.4.1.Introduction.....	141
V.4.2.les combinaison d'action.....	141
V.4.3.Exposé de la méthode.....	141
V.4.4.Détermination des armatures.....	142
V.4.5.Identification des voiles.....	144

Chapitre VI : Renforcement du sol par les colonnes ballastées

VI.1. introduction.....	152
VI.2.Description du sol constituant l'ouvrage	152
VI.3.Les colonnes ballastées.....	152
VI.3.1.Domaine d'application.....	152
VI.3.2.Matériau utilisé.....	153
VI.3.3.Avantages de ce type de renforcement	153
VI.3.4.Techniques de mise en œuvre.....	153
VI.3.5.disposition constructive.....	158
VI.3.6. Nature et caractéristiques du sol.....	159

VI.3.7.Calcul des colonnes ballastées sous radier.....	160
VI.3.8.Calcul du tassement.....	165

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction.....	167
VII.2.Combinaisons d'actions à considérer.....	167
VII.3.Caractéristiques du sol.....	167
VII.4.Choix de type de fondation.....	167
VII.4.1.Semelles filantes.....	168
VII.4.2.Calcul d'un radier général.....	168
VII.4.3.Ferraillage du radier.....	174
VII.4.3.1.Méthode de calcul.....	174
VII.4.3.2.Ferraillage de la dalle.....	175
VII.4.3.3.Ferraillage de la nervure.....	177
VII.4.3.4. Ferraillage du débord.....	182

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure.I.1.Dimension en plan.	1
Figure.I.2.Future emplacement de l'ouvrage.	2
Figure.I.3.Plancher à corps creux.	3
Figure.I.4.Brique creuse.	3
Figure.I.5.Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.	6
Figure.I.6.Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.	6
Figure.I.7.Diagramme contrainte-déformation d'acier.	7

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure.II.1.Dessin du corps creux.	10
Figure.II.2.Nervure.	11
Figure.II.3.Schéma de la dalle machine.	11
Figure.II.4.Charge permanente du plancher terrasse.	13
Figure.II.5.Charge permanente de l'étage courant.	13
Figure.II.6.Charge permanente du balcon.	14
Figure.II.7.Représentation de poteau C-3.	16
Figure.II.8.Représentation du poteau A-3.	18
Figure.II.9.Représentation du poteau A-1.	19
Figure.II.10.Coupe de voile en plan.	26
Figure.II.11.Coupe de voile en élévation.	26
Figure.II.12.Acrotère.	28
Figure.II.13.Schéma d'escalier.	28

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Figure.III.2.1.L'acrotère.	34
Figure.III.2.2.Schéma horizontale de l'acrotère.	34
Figure.III.2.3.Schéma de ferrailage de l'acrotère.	41
Figure.III.3.1.Schéma statique du balcon.	42
Figure.III.3.2.Schéma statique du balcon à l'ELU et à l'ELS.	43
Figure.III.3.3.Diagramme des sollicitations à l'ELU.	43
Figure.III.3.4.Diagramme des sollicitations à l'ELS.	43
Figure.III.3.5.Schéma de ferrailage du balcon.	47
Figure.III.4.1.schéma de poutrelle.	48
Figure.III.4.2.Schéma de type de la poutrelle.	49
Figure.III.4.3.Diagrammes des moments à l'ELU.	56

Figure.III.4.4.Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.....	56
Figure .III.4.5.Diagrammes des moments à l'ELS.	57
Figure.III.4.6.Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.	57
Figure.III.4.7.Schéma de ferrailage de la poutrelle.	63
Figure.III.4.8.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	63
Figure.III.5.1.Panneau de rive.....	65
Figure.III.5.2.Ferrailage de la dalle pleine.	70
Figure.III.6.1.Schéma statique des escaliers à l'ELU.....	71
Figure.III.6.2.Diagrammes moment et effort tranchant ELU.	72
Figure.III.6.3.Schéma statique des escaliers à l'ELS.	73
Figure.III.6.4.Diagrammes moment et effort tranchant ELS.....	73
Figure.III.6.5.Diagrammes moment et effort tranchant ELU.	80
Figure.III.6.6.Diagrammes moment et effort tranchant ELS.....	80
Figure.III.6.7.Schéma du ferrailage de la poutre palière.....	84
Figure.III.6.8.Schéma statique des escaliers à l'ELU.....	85
Figure.III.6.9.Diagrammes moment et effort tranchant ELU.	85
Figure.III.6.10.Schéma statique des escaliers à l'ELS.	86
Figure.IV.6.11.Diagrammes moment et effort tranchant ELS.....	86
Figure.III.6.12.Schéma de ferrailage des escaliers.	92
Figure.III.6.13.Diagrammes moment effort tranchant ELU.	93
Figure.III.6.14.Diagrammes moment et effort tranchant ELS.....	93
Figure.III.6.15.Ferrailage de la poutre brisée.	98
Figure.III.7.1.Cage d'ascenseur.	99
Figure.III.7.2.Diffusion de charges dans le feuillet moyen.....	100
Figure.III.7.3.Diagramme des moments à l'ELU.	102
Figure.III.7.4.Diagramme des moments à l'ELS.....	102
Figure.III.7.5.Ferrailage de la dalle machine.	107

Chapitre IV : Etude sismique

Figure.IV.1.La disposition des voiles.....	114
Figure.IV.2.Spectre de réponse.	116
Figure.IV.3. 1 ^{er} mode de translation suivant le sens x x de période $T=0.676s$	117
Figure.IV.4. 2 ^{ème} mode de translation suivant le sens y y de période $T=0.589 s$	118
Figure.IV.5. 3 ^{ème} mode rotation de période $T=0.514 s$	118

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Figure.V.1.Ferrailage du poteau de section $(60 \times 60) \text{ cm}^2$	130
Figure.V.2.Ferrailage du poteau de section $(55 \times 55) \text{ cm}^2$	130
Figure.V.3.Ferrailage du poteau de section $(50 \times 50) \text{ cm}^2$	130
Figure.V.4.Disposition des voiles dans les étages courant.....	144
Figure.V.5.Ferrailage du voile V_1 en zone I.....	151

Chapitre VI : Renforcement du sol

Figure.VI.1.Domaine d'application des techniques de renforcement	153
Figure.VI.2.Exemple du vibreur Keller (voie sèche).	154
Figure.VI.3.La mise en œuvre de la technique des colonnes ballastées par voie sèche.	155
Figure.VI.4.Exemple du vibreur Keller (voie humide).	155
Figure.VI.5.Phénomène de liquéfaction local (site : barrage Kissir-Jijel).	156
Figure.VI.6.Remplissage du trou par le ballast (site : barrage Kissir-Jijel).	157
Figure .VI.7.Finition d'une colonne (site : barrage Kissir-Jijel)	157
Figure.VI.8.Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide	157
Figure.VI.9.Configuration des colonnes.	158
Figure.VI.10.Disposition des colonnes ballastées.	159
Figure.VI.11.coupe de terrain et caractéristiques physiques.	159
Figure.VI.12.Répartition des contraintes.	163

Chapitre VII : ferrailage des fondations

Figure.VII.1.dimension du radier	169
Figure.VII.2.Schéma des contraintes.....	172
Figure.VII.3.Le panneau le plus sollicité.....	175
Figure.VII.4.dimension de la nervure	178
Figure.VII.5.Ferrailage de la nervure sens x-x.	181
Figure.VII.6. Ferrailage de la nervure sens y-y.	181

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau.II.1.Dégression de charge.	16
Tableau.II.2.Poteau voisin de rive.	21
Tableau.II.3.Poteau d'angle.	23
Tableau.II.4.Vérification des exigences du RPA V2003.	24
Tableau.II.5.Vérification des poteaux au flambement.	25

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Tableau.III.4.1.Charge et surcharge avant coulage.	49
Tableau.III.4.2.moments et efforts à l'ELU et l'ELS.	50
Tableau.III.4.3.Calcul de μ_{bu} et μ_{lu}	50
Tableau.III.4.4.Charges et surcharges après coulage.	51
Tableau.III.4.5. Moments en travées.	54
Tableau.III.4.6.Des efforts tranchants.	54
Tableau.III.4.7. Moments en travée.	55
Tableau.III.4.8.Des efforts tranchants.	56
Tableau.III.5.1.Calcul des moments sur appuis.	65
Tableau.III.5.2.Calcul des moments en travées.	65
Tableau.III.5.3.Ferrailage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y.	67
Tableau.III.6.1.Tableau des charges.	71
Tableau.III.6.2.Combinaison de charges.	71
Tableau.III.6.3.Moment et effort tranchant.	79
Tableau.III.6.4.Moment et effort tranchant.	93
Tableau.III.7.1.Les combinaisons de charge pour le système de levage.	101
Tableau.III.7.2.Moment dus au système de levage.	101
Tableau.III.7.3.Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle.	101
Tableau.III.7.4.Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle.	101
Tableau.III.7.5.Superposition des moments.	102
Tableau.III.7.6.Correction des moments selon L_x et L_y	102
Tableau.III.7.7.Ferrailage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y.	104

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau.IV.1.L'effort normal réduit.	110
Tableau.IV.2.Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.	112
Tableau.IV.3.Participation massique.	114
Tableau.IV.4.Centre de masse et centre de rigidité.	117
Tableau.IV.5.Déplacement inter-étage dans le sens (xx).	119
Tableau.IV.6.Déplacement inter-étage dans le sens (yy).	119

Tableau.IV.7.Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.	120
Tableau.IV.8.Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.	120
Tableau.IV.9.Vérification de rapport M_s/M_r	121

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau.V.1.Coefficient de sécurité et caractéristiques des matériaux.	123
Tableau.V.2.Ferrailage maximal et minimal.	124
Tableau.V.3.Sollicitations obtenues par ETABS.	124
Tableau.V.4.Choix des armatures transversales des poteaux.	126
Tableau.V.5.Vérification des contraintes de cisaillement.	127
Tableau.V.6.Vérification de la condition de non fragilité.	127
Tableau.V.7.Vérification de l'effort normal ultime.	129
Tableau.V.8.Vérification des contraintes.	129
Tableau.V.9.Poutres liées aux voiles sens porteur.	132
Tableau.V.10.Ferrailage des poutres porteuses liées aux voiles.	133
Tableau.V.11.Poutres non liées aux voiles sens longitudinale.	133
Tableau.V.12.Ferrailage des poutres longitudinales non liées aux voiles.	133
Tableau.V.13.Poutres non liées aux voiles sens porteur.	134
Tableau.V.14.Ferrailage des poutres non liées aux voiles sens porteur.	134
Tableau.V.15.Poutres liées aux voiles sens longitudinale.	134
Tableau.V.16.Ferrailage des poutres liées aux voiles sens longitudinale.	135
Tableau.V.17.Poutres liées aux voiles sens porteur.	138
Tableau.V.18.Poutres liées aux voiles sens longitudinale.	138
Tableau.V.19.Poutres non liées aux voiles sens porteur.	139
Tableau.V.20.Poutres non liées aux voiles sens longitudinale.	139
Tableau.V.21.Ferrailage des voiles V_{1B} , V_{1C} , V_{1F} , V_{1G} , V_{5B} , V_{5C} , V_{5F} , V_{5G}	145
Tableau.V.22.Ferrailage des voiles V_{3D} , V_{3F}	146
Tableau.V.23.Ferrailage du voile V_{3E}	147
Tableau.V.24.Ferrailage des voiles V_{1A} , V_{1I}	148
Tableau.V.25.Ferrailage du voile V_{4E}	149
Tableau.V.26.Verification de la contrainte de cisaillement.	150
Tableau.V.27.Vérification à l'ELS.	151

Chapitre VI : Renforcement du sol

Tableau.VI.1.Résultat de l'essai préssiométrique.	160
Tableau.VI.2.Résultats de calcul.	161
Tableau.VI.3.Valeurs de coefficient de portance K_p	166

Chapitre VII : ferrailage des fondations

Tableau.VII.1.Vérification des contraintes sous le radier.	172
Tableau.VII. 2.Vérification du soulèvement.	173

Tableau.VII. 3.Vérification de stabilité.....	173
Tableau.VII. 4.Calcul des armatures à l'ELU.....	176
Tableau.VII. 5.Calcul des armatures à l'ELS.	177
Tableau.VII. 6.vérification des contraintes à l'ELS.	177
Tableau.VII.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	177
Tableau.VII. 8.Ferraillage des nervures longitudinales.	179
Tableau.VII.9.Ferraillage des nervures transversal.....	179
Tableau.VII.10.Vérification des contraintes à l'ELS (sens x-x).	180
Tableau.VII.11.Vérification des contraintes à l'ELS (sens y-y).	181
Tableau.VII.12.Ferraillage du débord.....	182

Introduction

Le Génie Civil est la science qui s'occupe de l'art de la construction. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Pour cela nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA.V2003 et les règlements du béton aux états limite BAEL 91 modifié 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapide et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée en génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+7 à contreventement par voile à usage d'habitation et commercial, en plus du calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99 Version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

L'étude géotechnique nous a conduit à améliorer les caractéristiques géotechniques du sol de l'assise pour augmenter sa capacité portante, pour cela nous avons utilisés la méthode des colonnes ballastées qui est l'une des méthodes les plus utilisées pour sa facilité d'exécution et son coût par rapport aux autres méthodes.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

Notre projet de fin d'études consiste à étudier le comportement d'une structure en béton armé R+6+S/sol à usage d'habitation et commercial dans une zone sismique située dans le centre Touristique de Oued Tatareg à Boumerdès classé en zone III par le RPA 99 version 2003 et en second lieu le dimensionnement et la vérification de tous les éléments le composant.

I.2. Présentation du bâtiment:

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+6+S/Sol) à usage multiple constitué de :

- Le sous-sol destiné comme un parking.
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1^{er} au 6^{ème} étage à usage d'habitation.

I.2.1. Dimensions en élévation:

- Hauteur totale de bâtiment (avec toiture-terrasse)H = 34.55m.
- Hauteur de RDC.....h =5.61m.
- Hauteur des étages courant.h = 3.74m.
- Hauteur des sous-sol.....h = 4.10m.

I.2.2. Dimensions en plan:

La structure présente une forme rectangulaire, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après:

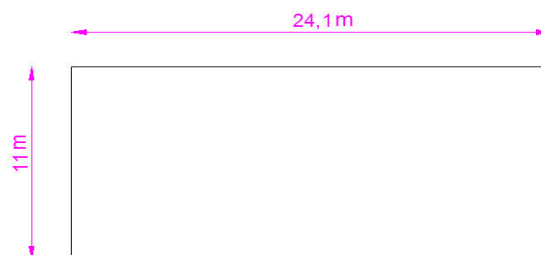


Figure.I.1.Dimensions en plan.

I.3. Implantation de l'ouvrage:

Le bâtiment qui sera situé à Boumerdès, est délimité au nord par Front de mer, à l'est par le complexe sportif, au sud par le Boulevard du stade et à l'ouest par la cité des 800 logements.



Figure.I.2.Future emplacement de l'ouvrage.

I.4.Caractéristique des matériaux :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments Structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.5.Conception de la structure:

I.5.1.Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.5.2.Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

a). Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure.I.3.Plancher à corps creux.

b). Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes Irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.5.3.Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

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

a). Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b). Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

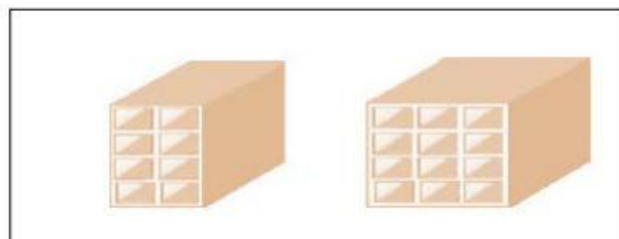


Figure.I.4.Brique creuse.

I.5.4.Revêtement :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- du carrelage de 2 cm pour les planchers courants et les terrasses accessibles ;
- de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs
- des faux plafonds divers pour les plafonds (bois, métallique, minéral)
- et une peinture de sol à base de résine antidérapante

I.5.5.Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.5.6.Escaliers:

Le bâtiment est munit de une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

I.5.7.Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.6.1.Le Béton:

On appelle béton, le matériau constitué par mélanges dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers.

I.6.1.1. Les matériaux composant le béton :**a. Ciment:**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

b.1.Sables:

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b.2.Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être

extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.6.1.2. Résistances mécaniques du béton :

I.6.1.2.1. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

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

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

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

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

I.6.1.2.2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{c28})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

I.6.1.3. Contrainte limite :

I.6.1.3.1. État limite ultime (ELU) :

Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$-\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$-\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \text{Min} (4.5; 0.025 f_{cj})\text{‰} & \text{si } f_{cj} \geq 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

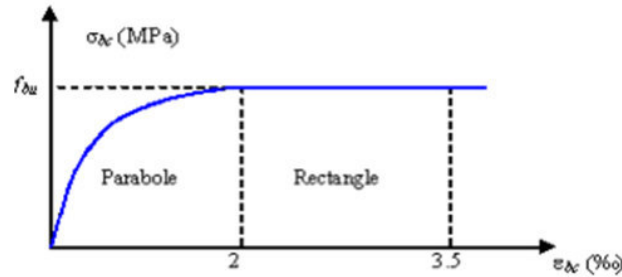


Figure.I.5.Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

γ : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{pour une durée} > 24h \\ \theta = 0.9 & \text{pour } 1h \leq h \leq 24h \\ \theta = 0.85 & \text{pour } h < 1h \end{cases}$$

I.6.1.3.2. Etat limite de service (ELS):

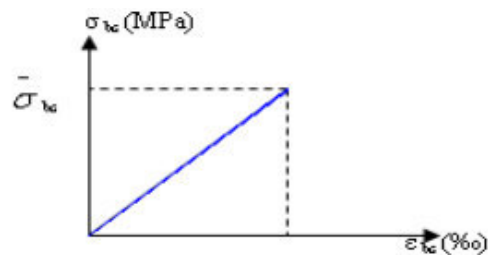


Figure.I.6.Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

➤ Modules de déformation longitudinale :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700(f_{cj}^{1/3}) & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 4400(f_{cj}^{1/3}) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 4400(f_{cj}^{1/3}) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

➤ **Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.6.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I.6.2.1. Contrainte limite :

I.6.2.1.1. Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation (de la figure .I.5)

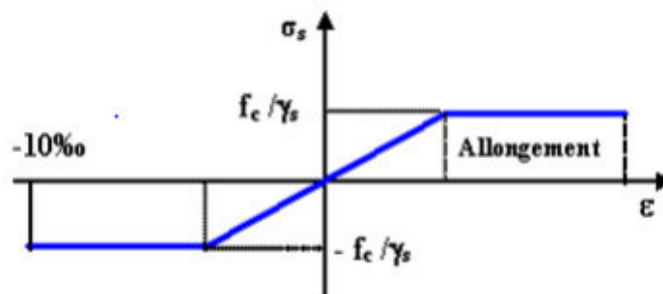


Figure.I.7.Diagramme contrainte-déformation d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$: Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ Cas de situations durable ou transitoire.

I.6.2.1.2. Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e; 110\sqrt{n f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(1/2f_e; 90\sqrt{n f_{tj}})$

n : Coefficient de fissuration.

$n = 1$: Pour les ronds lisses (RL).

$n = 1.6$: Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

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

I.7. Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ MPa}$.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:

Longitudinales : on a choisi le « f_e E400» .HA $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Transversales : on a choisi le : « f_e E235 » R.L Treillis soudé

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

Dans ce paragraphe, on va faire un pré dimensionnement et une descente de charges Pour chaque type d'élément.

II.2. Pré dimensionnement des planchers:

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment. Ils s'appuient avec ou sans continuités sur des éléments porteurs tel que : murs porteurs, poteau et poutre...

Elles transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Condition de Résistance au feu:

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Condition de l'isolation phonique:

Pour assurer une isolation phonique minimale l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm.

Condition de résistance à la flexion :

Selon le BAEL (91) : $e \geq \min (L_{x_{\max}}, L_{y_{\max}})/22.5$

$L_{x_{\max}}$: Portée maximale selon la direction x entre nus de nervures.

$L_{y_{\max}}$: Portée maximale selon la direction y entre nus de nervures.

II.2.1. Plancher en corps creux:

- **Résistance à la flexion :**

$$e \geq \min(340 ; 550)/22.5 = 340/22.5 = 15.11 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $e_p = 20 \text{ cm}$. Plancher en corps creux de type (16+4).

Tel que : 16 cm épaisseur du corps creux.

4cm de dalle de compression.

- Résistance au feu : $e_p = 20 \text{ cm} \geq 17.5 \text{ cm}$ pour 3 heures de coup de feu. C.V

- Isolation phonique : $e_p = 20 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm}$.C.V

Les poutrelles auront le sens de $L_{\max}$ la plus faible, c'est-à-dire le sens de X.

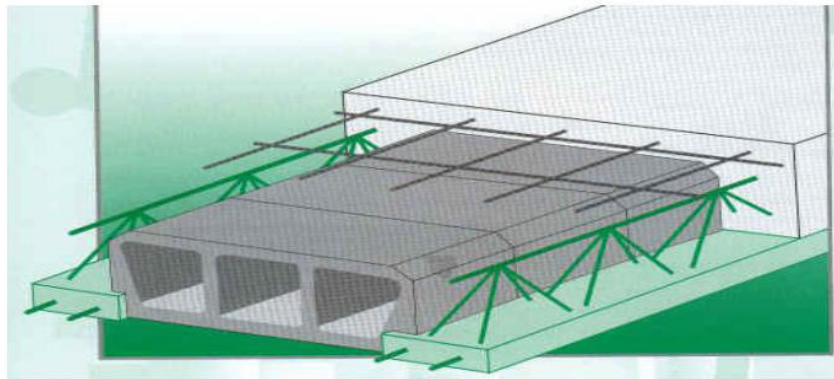


Figure.II.1.Dessin du corps creux.

II.2.2. Les nervures:

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) dont les caractéristiques géométriques suivantes :

La largeur de de la poutrelle est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

- $b = 65 \text{ cm}$.
- $h = 20 \text{ cm}$.
- $h_0 = h_t - 16 = 4 \text{ cm}$.
- $0.3h \leq b_0 \leq 0.8h \rightarrow 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20 \rightarrow 6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm} \rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$.
- $L_0 = b - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.
- $b_1 = b - b_0 / 2 = 26.5 \text{ cm}$.

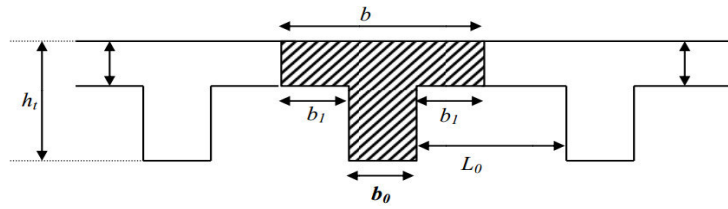


Figure.II.2.Nervure.

II.2.3. Plancher en dalle pleine:

La dalle de locale machinerie est une dalle pleine et est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine).

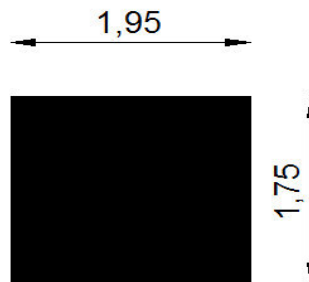


Figure.II.3.Schéma de la dalle machine.

Condition de Résistance au feu:

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Condition de l'isolation phonique:

Pour assurer une isolation phonique minimale l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, le confort acoustique exige une épaisseur minimale à 16 cm.

Condition de résistance à la flexion:

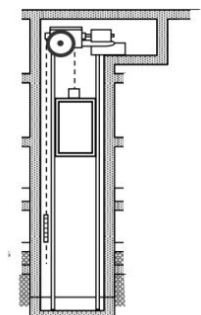
Dalle reposant sur quatre appuis :

$$L/50 \leq e \leq L/40 \rightarrow 345/50 \leq e \leq 345/40 \rightarrow 6.9\text{cm} \leq e \leq 8.63\text{cm}$$

Locale d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie. Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- ✓ Plancher à corps creux pour les étages courants.
- ✓ Dalle pleine pour les balcons, l'espace centrale et le RDC.



II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges des planchers aux éléments verticaux, leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).

Selon BAEL91 : $L/15 \leq h \leq L/40$
 $0.4h \leq b \leq 0.8h$

tel que :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre dans le sens considéré.

On doit également satisfaire les conditions du **RPA 99V2003 (Art 7.5.1)** :

1. $b \geq 20 \text{ cm}$
2. $h \geq 30 \text{ cm}$
3. $h/b \leq 4$

Sens transversal (poutre principale) :

On a : $L = 550 \text{ cm}$

$$550/15 \leq h \leq 550/10$$

$$36.66 \leq h \leq 55 \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$18 \leq b \leq 36 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification selon le RPA 2003 :

$$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h/b = 1.5 < 4 \quad \text{C.V}$$

Poutre transversale de section $30 \times 45 \text{ cm}^2$

Sens longitudinal (poutre secondaires) :

On a : $L = 340 \text{ cm}$

$$340/15 \leq h \leq 340/10$$

$$22.66 \leq h \leq 34 \quad \text{on prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification selon le RPA 2003 :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h/b = 1.16 < 4 \quad \text{C.V}$$

Poutre longitudinal de section $30 \times 35 \text{ cm}^2$

II.4.Evaluation des charges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **DTRB.C.2.2.**

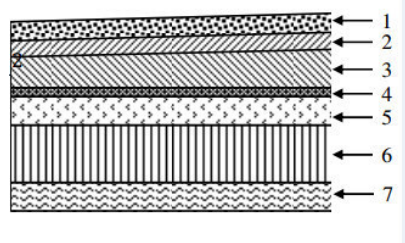
1- Charges permanente :**a. Plancher terrasse inaccessible :**

Figure.II.4.Charge permanente du plancher terrasse.

- 1- Protection mécanique en gravier (e= 5 cm) (0,05). (17) = 0,85 KN/m²
- 2- Etanchéité multicouche (0,02). (6) = 0,12 KN/m²
- 3- Forme de pente (e_{moy}=10 cm)(0,10). (22) = 2,2 KN/m²
- 4- Para vapeur (Feuille polyane) 0,01 KN/m²
- 5- Isolation thermique (liège) (e=4 cm)(0,04). (4) = 0,16 KN/m²
- 6- Plancher corps creux (16 + 4)(0,2).(14) = 2,80 KN/m²
- 7- Enduit de plâtre(10). (0,02) = 0,20 KN/m²

$$\Sigma G = 6.34 \text{ KN/m}^2$$

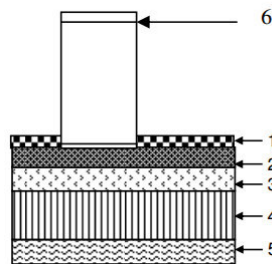
b-Plancher étage courant (corps creux) :

Figure.II.5.Charge permanente de l'étage courant.

- 1- Carrelage (e=2cm) (0,02). (22) = 0,44 KN/m²
- 2- Mortier de Pose (e =2cm) (0,02). (20) = 0,40 KN/m²
- 3- Lit de sable (e=3cm) (0,03). (18) = 0,54 KN/m²
- 4- Plancher à corps creux (16 + 4) (0,2).(14) = 2,80 KN/m²
- 5- Enduit de plâtre (2cm)(0,02). (10) = 0,20 KN/m²
- 6- Cloisons légères (e = 10cm)(0,1).(12.5) = 1,25 KN/m²

$$\Sigma G = 5.63 \text{ KN/m}^2$$

c-Plancher à dalle pleine :

- 1- Carrelage (e=2cm)(0,02). (22) = 0,44 KN/m²
- 2- Mortier de Pose (e =2cm)(0,02). (20) = 0,40 KN/m²
- 3- Lit de sable (e=3cm)(0,03). (18) = 0,54 KN/m²
- 4- Dalle pleine.....(0.25).(25) =6.25 KN/m²
- 5- Enduit de plâtre (2cm)(0,02). (10) = 0,20 KN/m²
- 6- Cloisons légères (e = 10cm)(0.1).(12.5) = 1,25 KN/m²

$$\Sigma G = 9.08 \text{KN/m}^2$$

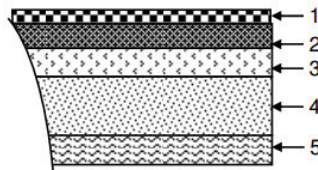
d-Balcon :

Figure.II.6.Charge permanente du balcon.

- 1- Carrelage (e=2cm)(0,02). (22) = 0,44 KN/m²
- 2- Mortier de Pose (e =2cm)(0,02). (20) = 0,40 KN/m²
- 3- Lit de sable (e=3cm)(0,03). (18) = 0,54 KN/m²
- 4- Dalle pleine.....(0.15).(25) = 3.75 KN/m²
- 5- Enduit de ciment(0,02). (10) = 0,20 KN/m²
- 6- Cloisons légères (e = 10cm)(0.1).(13) = 1,3 KN/m²

$$\Sigma G = 6.63 \text{KN/m}^2$$

e-Maçonnerie :**-Mur extérieur à double cloison :**

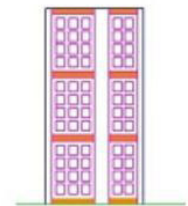
- 1-Enduit en plâtre intérieur (e=2cm).....(0.02).(10)=0.20KN/m²
- 2-Brique creuse intérieur (e=10cm).....(0.10).(9)= 0.9KN/m²
- 3-Brique creuse extérieur (e=15cm).....(0.15).(9)=1.35KN/m²
- 4-Enduit en ciment extérieur.....(0.02).(18)=0.36KN/m²

$$\Sigma G = 2.81 \text{KN/m}^2$$

-Mur intérieur :

- 1-Enduit en plâtre intérieur (e=2cm).....(0.02).(10)=0.20KN/m²
- 2-Brique creuse intérieur (e=10cm).....(0.10).(9)= 0.9KN/m²
- 3-Enduit en ciment extérieur.....(0.02).(18)=0.36KN/m²

$$\Sigma G = 1.46 \text{KN/m}^2$$



f- Les escaliers :• **Palier :**

1. Carrelage(0.02).(20) =0.4 KN/m²
2. Mortier du ciment.....(0.02).(20) =0.4 KN/m²
3. Lit de sable (e=3cm)(0,03). (18) = 0,54 KN/m²
4. Poids propre du palier.....(0.15).(25)=3.75 KN/m²
5. Enduit de plâtre.....(0.02).(10)=0.2 KN/m²

$$\Sigma G = 5.29 \text{KN/m}^2$$

• **Paillasse :**

1. Carrelage(0.02).(20) =0.4 KN/m²
2. Mortier du ciment.....(0.02).(20) =0.4 KN/m²
3. Lit de sable (e=3cm)(0,03). (18) = 0,54 KN/m²
4. Garde-corps.....0.20KN/m²
5. Poids propre(0.15).(25)=3.75 KN/m²
6. Poids propre de la marche.....(0.17/2).(22)=1.87 KN/m²
7. Enduit de plâtre.....(0.02).(10)=0.2 KN/m²

$$\Sigma G = 7.36 \text{KN/m}^2$$

2- Charges d'exploitations :

Selon la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

- 1-Terrasse inaccessibleQ = 1KN/m²
- 2-Etage courantQ = 1.5KN/m²
- 3-Locaux commerciaux (RDC+MEZZ).....Q =5 KN/m²
- 4-Balcon.....Q =3.5KN/m²
- 5-L'acrotère.....Q =1 KN
- 6-Escalier.....Q =2.5 KN/m²
- 7-Parking.....Q = 2.5KN/m²

II.5.Pré dimensionnement des poteaux :**II.5.1.Principe de calcul :**

Le pré-dimensionnement de la section du béton sera fait en compression simple uniquement basé sur la descente de charge. La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement. Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reporté par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches. Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements« **DTRB.C. 2.2** » qui recommande d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte

plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante.

	Dégression	Q cumulée (KN/m ²)
terrasse	Q_0	1
étage 6	$Q_0 + Q_1$	2.5
étage 5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.83
étage 4	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
étage 3	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
étage 2	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
étage 1	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
Mezzanine	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	10.94
RDC	$Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	14.11
Sous-sol	$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_9)$	15.19

Tableau.II.1.Dégression de charge.

II.5.2.Etapes du prédimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanente et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA99 V2003**.

II.5.3.Pré dimensionnement :

Poteau voisin de rive : Le poteau le plus sollicité est celui du portique (C) de la file (3).

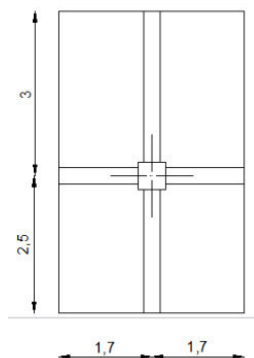


Figure.II.7.Représentation de poteau C-3.

$S = 5.5 \times 3.4 = 18.7 \text{ m}^2 \rightarrow$ La section majorée est $18.7 \times 1.1 = 20.57 \text{ m}^2$

Terrasse :

1. Poids propre du plancher terrasse : $20.57 \times 6.34 = 130.41 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 5.5 \times 0.3 \times 0.45 = 18.56 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.35 = 8.93 \text{ KN.}$

Total = 157.9 KN.

Etages courants:

1. Poids propre du plancher terrasse : $20.57 \times 5.63 = 115.81 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 5.5 \times 0.3 \times 0.45 = 18.56 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.35 = 8.93 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.74 = 8.42 \text{ KN.}$

Total = 151.72 KN.

Mezzanine :

1. Poids propre du plancher terrasse : $20.57 \times 5.63 = 115.81 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 5.5 \times 0.3 \times 0.45 = 18.56 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.35 = 8.93 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.89 = 6.50 \text{ KN.}$

Total = 149.8 KN.

RDC :

1. Poids propre du plancher terrasse : $20.57 \times 9.08 = 186.78 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 5.5 \times 0.3 \times 0.45 = 18.56 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.35 = 8.93 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.4 \times 0.4 \times 2.72 = 10.88 \text{ KN.}$

Total = 225.15 KN.

Sous-sol :

1. Poids propre du plancher terrasse : $20.57 \times 9.08 = 186.78 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 5.5 \times 0.3 \times 0.45 = 18.56 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.35 = 8.93 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.5 \times 0.5 \times 4.10 = 25.63 \text{ KN.}$

Total = 239.9 KN.

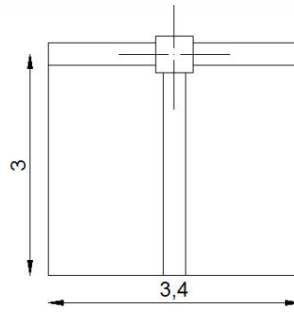
Poteau de rive :

Figure.II.8.Représentation du poteau A-3.

$S = 3 \times 3.4 = 10.2 \text{ m}^2 \rightarrow$ La section n'est pas majorée.

Terrasse :

1. Poids propre du plancher terrasse : $10.2 \times 6.34 = 64.67 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.3 \times 0.45 = 10.13 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.35 = 8.93 \text{ KN.}$

Total = 83.73

Etages courants :

1. Poids propre du plancher terrasse : $10.2 \times 5.63 = 57.43 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.3 \times 0.45 = 10.13 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.35 = 8.93 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.74 = 8.42 \text{ KN.}$

Total = 84.91 KN

Mezzanine :

1. Poids propre du plancher terrasse : $10.2 \times 5.63 = 57.43 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.3 \times 0.45 = 10.13 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.35 = 8.93 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.89 = 6.50 \text{ KN.}$

Total = 82.99 KN.

RDC :

1. Poids propre du plancher terrasse : $10.2 \times 9.08 = 92.62 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $5 \times 3 \times 0.3 \times 0.45 = 10.13 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.35 = 8.93 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.4 \times 0.4 \times 2.72 = 10.88 \text{ KN.}$

Total = 122.56 KN.

Sous-sol :

1. Poids propre du plancher terrasse : $10.2 \times 5.63 = 92.62 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.3 \times 0.45 = 10.13 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.35 = 8.93 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.5 \times 0.5 \times 4.10 = 25.63 \text{ KN.}$

Total = 137.31 KN.

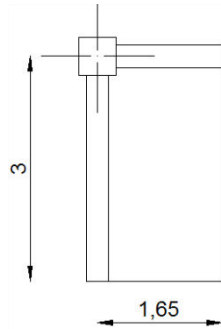
Poteau d'angle :

Figure.II.9.Représentation du poteau A-1.

$S = 1.65 \times 3 = 4.95 \text{ m}^2 \rightarrow$ La section n'est pas majorée.

Terrasse :

1. Poids propre du plancher terrasse : $4.95 \times 6.34 = 31.38 \text{ KN.}$
 2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.3 \times 0.45 = 10.13 \text{ KN.}$
 3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 1.65 \times 0.3 \times 0.3 = 4.33 \text{ KN.}$
- Total = 45.84 KN.**

Etages courants :

1. Poids propre du plancher terrasse : $4.95 \times 5.63 = 27.87 \text{ KN.}$
 2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.3 \times 0.45 = 10.13 \text{ KN.}$
 3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 1.65 \times 0.3 \times 0.35 = 4.33 \text{ KN.}$
 4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.74 = 8.42 \text{ KN.}$
- Total = 50.75 KN.**

Mezzanine :

1. Poids propre du plancher terrasse : $4.95 \times 5.63 = 27.87 \text{ KN.}$
 2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.3 \times 0.45 = 10.13 \text{ KN.}$
 3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 1.65 \times 0.3 \times 0.35 = 4.33 \text{ KN.}$
 4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.89 = 6.50 \text{ KN.}$
- Total = 48.83 KN.**

RDC :

1. Poids propre du plancher terrasse : $4.95 \times 9.08 = 44.95 \text{ KN.}$
 2. Poids propre des poutres principales : $25 \times 3 \times 0.3 \times 0.45 = 10.13 \text{ KN.}$
 3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 1.65 \times 0.3 \times 0.35 = 4.33 \text{ KN.}$
 4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.4 \times 0.4 \times 2.72 = 10.88 \text{ KN.}$
- Total = 70.29 KN.**

Sous-sol :

1. Poids propre du plancher terrasse $4.95 \times 9.08 = 44.95 \text{ KN.}$
2. Poids propre des poutres principales $25 \times 3 \times 0.3 \times 0.45 = 10.13 \text{ KN.}$
3. Poids propre des poutres secondaires : $25 \times 1.65 \times 0.3 \times 0.3 = 4.33 \text{ KN.}$
4. Poids propre du poteau : $25 \times 0.5 \times 0.5 \times 4.10 = 25.63 \text{ KN.}$

Total = 85.04 KN.

Selon le **BAEL 91** : Les dimensions de la section normale du poteau est déterminé en considérant que le poteau est sollicité à la compression simple centrée tel que la section réduite du poteau est donnée par :

$$Br \geq \frac{K \cdot \beta \cdot Nu}{\theta \frac{F_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} F_{ed}}$$

Tel que :

$K = 1.1$: si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours.

$K = 1.2$: si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.

$K = 1$: pour les autres cas.

Pour notre cas : $k = 1$ charge appliquée après 90 jours.

β : coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2 \quad \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.6 (50 / \lambda)^2 \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec : $\lambda = (L_f \sqrt{12}) / a$ a : la plus petite dimension.

Comme le calcul se fait en compression centrée on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$.

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 0.2 (35 / 35)^2 = 1.2$$

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action.

$$\theta = 1 \quad \text{Si } T > 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0.9 \quad \text{Si } 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0.85 \quad \text{Si } T < 1 \text{ h}$$

Pour notre cas : $\theta = 1$ (charge appliquée après 90 jours).

$$F_{bu} = \frac{0.85 F_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} F_{ed} = F_e / \gamma_s$$

Avec: $\gamma_b = 1.5\gamma_s = 1.15$

F_{c28} : Résistance à la compression du béton. $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé. $F_e = 400 \text{ MPa}$.

Br : section réduite du poteau en cm^2 .

$$Br \geq \frac{1.1.2 Nu}{1 + \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} 348} \times 10^{-3} \times 10^4 = 0.64.Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$Br = (a - 2)^2 \rightarrow a = \sqrt{br} + 2 \text{ (cm)}$$

Les tableaux récapitulatifs :

étage	N_G Plancher (KN)	$N_{Gpoutre}$ (KN)	$N_{Gpoteau}$ (KN)	N_{GTotal} (KN)	N_G (KN)	$N_{Gcumulé}$ (KN)
terrasse	130.41	27.49	0	157.9	173.69	173.69
6	115.81	27.49	8.42	151.72	166.89	340.58
5	115.81	27.49	8.42	151.72	166.89	507.47
4	115.81	27.49	8.42	151.72	166.89	674.36
3	115.81	27.49	8.42	151.72	166.89	841.25
3	115.81	27.49	8.42	151.72	166.89	841.25
2	115.81	27.49	8.42	151.72	166.89	1008.14
1	115.81	27.49	8.42	151.72	166.89	1175.03
Mezz	115.81	27.49	6.5	149.8	164.78	1339.81
RDC	186.78	27.49	10.88	225.15	247.67	1587.48
S/S	186.78	27.49	25.63	239.9	263.89	1851.37
étage	Q (KN/m ²)	N_Q (KN)	N_U (KN)	Br (cm ²)	a (cm ²)	a*b (cm ²)
terrasse	1	20.57	288.78	184.82	15.59	
6	2.5	51.43	582.91	373.06	21.31	50x50
5	3.83	78.78	871.76	557.93	25.62	50x50
4	5.05	103.88	1157.24	740.63	29.21	50x50
3	6.1	125.48	1437.48	919.99	32.33	55x55
2	7	143.99	1713.07	1096.36	35.11	55x55
1	7.75	159.42	1984.05	1269.79	37.63	55x55
Mezz	10.94	225.04	1327.18	849.4	31.14	60X60
RDC	14.11	290.24	2792.78	1787.38	44.28	60X60
S/S	15.19	312.46	3217.98	2059.51	47.38	60X60

Tableau.II.2.Poteau voisin de rive.

étage	N_G Plancher (KN)	$N_{Gpoutre}$ (KN)	$N_{Gpoteau}$ (KN)	N_{Gtotal} (KN)	N_G (KN)	$N_{GCumulé}$ (KN)
terrasse	64.67	19.06	0	83.73	92.1	92.1
6	57.43	19.06	8.42	84.91	93.4	185.5
5	57.43	19.06	8.42	84.91	93.4	278.9
4	57.43	19.06	8.42	84.91	93.4	372.3
3	57.43	19.06	8.42	84.91	93.4	465.7
2	57.43	19.06	8.42	84.91	93.4	559.1
1	57.43	19.06	8.42	84.91	93.4	652.5
Mezz	57.43	19.06	6.5	82.99	91.29	743.79
RDC	92.62	19.06	10.88	122.56	134.82	878.61
S/S	92.62	19.06	25.63	137.31	151.04	1029.65
étage	Q (KN/m ²)	NQ (KN)	NU (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm ²)	a*b (cm ²)
terrasse	1	10.2	152.07	0.33	2.57	
6	2.5	25.5	313.72	200.78	16.17	50x50
5	3.83	39.07	472.78	302.58	19.39	50x50
4	5.05	51.51	630.13	403.28	22.08	50x50
3	6.1	62.22	784.89	502.33	24.41	55x55
2	7	71.4	937.36	599.91	26.49	55x55
1	7.75	79.05	1087.54	696.03	28.38	55x55
Mezz	10.94	11.59	1121.91	718.02	28.80	60X60
RDC	14.11	143.92	1520.62	973.2	33.20	60X60
S/S	15.19	154.94	1761.44	1127.32	35.58	60X60

Tableau.II.3.Poteau de rive.

étage	$N_{G\text{Plancher}}$ (KN)	$N_{G\text{poutre}}$ (KN)	$N_{G\text{poteau}}$ (KN)	$N_{G\text{Total}}$ (KN)	N_G (KN)	$N_{G\text{cumulé}}$ (KN)
terrasse	31.38	14.46	0	45.84	50.42	50.42
6	27.87	14.46	8.42	50.75	55.83	106.25
5	27.87	14.46	8.42	50.75	55.83	162.08
4	27.87	14.46	8.42	50.75	55.83	217.91
3	27.87	14.46	8.42	50.75	55.83	273.74
2	27.87	14.46	8.42	50.75	55.83	329.57
1	27.87	14.46	8.42	50.75	55.83	385.4
Mezz	27.87	14.46	6.5	48.83	53.71	439.11
RDC	44.95	14.46	10.88	70.29	77.32	516.43
S/S	44.95	14.46	25.63	85.04	93.54	609.97
étage	Q (KN/m ²)	N_Q (KN)	N_U (KN)	Br (cm ²)	$a = b$ (cm ²)	$a*b$ (cm ²)
terrasse	1	4.95	82.3	52.67	9.26	
6	2.5	12.38	176.35	112.86	12.62	50x50
5	3.83	18.96	269.13	172.24	15.12	50x50
4	5.05	25	361.1	231.1	17.2	50x50
3	6.1	30.2	451.8	289.15	19	55x55
2	7	34.65	541.39	346.49	20.61	55x55
1	7.75	38.36	629.86	403.11	22.08	55x55
Mezz	10.94	54.15	733.3	469.31	23.66	60X60
RDC	14.11	69.84	871.66	557.86	25.62	60X60
S/S	15.19	75.19	1018.59	651.9	27.53	60X60

Tableau.II.3.Poteau d'angle.

Vérification : Selon le **RPA99 V2003 art7.4.1.**

La structure est implantée dans une zone de forte sismicité (**zone III**), il faut vérifier :

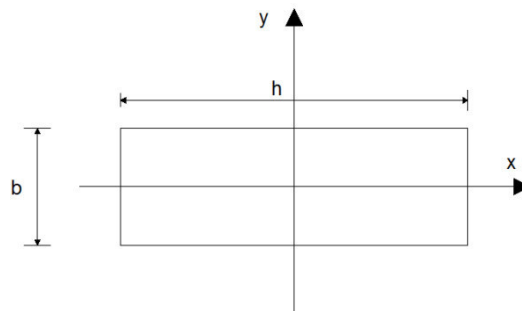
- ✓ $\min(a \times b) \text{ cm}^2 \geq 30 \text{ cm}^2$
- ✓ $\min(a, b) \geq h_e/20$
- ✓ $\frac{1}{4} < a/b < 4$

Zone	Section (cm ²)	Min(axb) ≥ 30 cm	min (a,b) ≥ h _e /20	0.25 < a / b < 4	condition
I	60x60	60cm > 30cm	60cm > 20.5cm	0.25 < 1 < 4	Vérifiée
II	55x55	55cm > 30cm	55cm > 18.7cm	0.25 < 1 < 4	Vérifiée
III	50x50	50cm > 30cm	50cm > 18.7cm	0.25 < 1 < 4	Vérifiée

Tableau.II.4.Vérification des exigences du RPA V2003.

Vérification des poteaux au flambement : le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante : **$\lambda \leq 35$**

Avec :



λ : L'élancement du poteau.

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

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0.07 l_0$$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible).

S : Section du poteau.

D'où :
$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.45 l_0}{b}$$

Niveau	B (m)	I_0 (m ⁴)	$\lambda \leq 35$	condition
6	50x50	3.39	16.61	Vérifiée
5	50x50	3.39	16.61	Vérifiée
4	50x50	3.39	16.61	Vérifiée
3	55x55	3.39	15.10	Vérifiée
2	55x55	3.39	15.10	Vérifiée
1	55x55	3.39	15.10	Vérifiée
Mezz	60x60	2.37	9.68	Vérifiée
RDC	60x60	2.54	10.37	Vérifiée
SOUS-SOL	60x60	3.75	15.31	Vérifiée

Tableau.II.5.Vérification des poteaux au flambement.

II.6.Prédimensionnement des voiles :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 du **RPA99V2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant d'une part les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autre) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le **RPA article 7.7.1** «Les éléments satisfaisant à la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme voiles, dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires »

Avec : L : largeur du voile.
e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

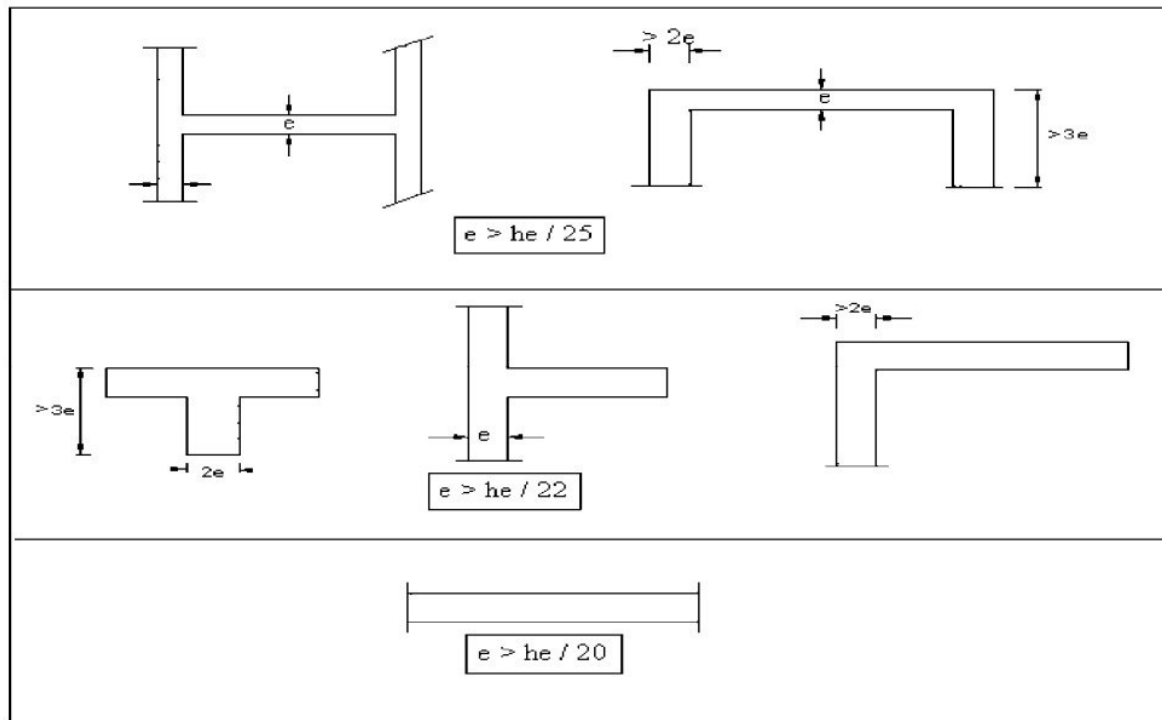


Figure.II.10.Coupe de voile en plan.

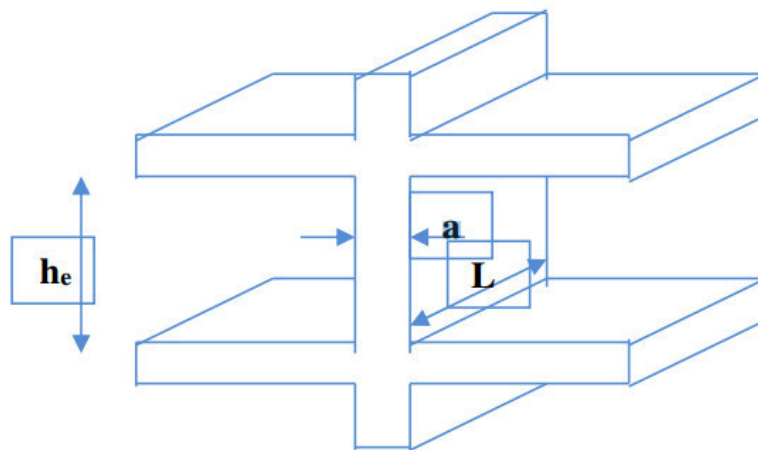


Figure.II.11.Coupe de voile en élévation.

On a la condition de rigidité aux extrémités suivantes : $e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$

$h_e = h - e$ tel que : h : hauteur de l'étage. e : retombée de la poutre.

Sous-sol :

$$h = 4.10 \text{ m}$$

$$h_e = 410 - 35 = 375 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{375}{20} = 18.75 \text{ cm}$$

On adopte des voiles de 20 cm d'épaisseur.

RDC :

$$h = 2.72 \text{ m}$$

$$h_e = 272 - 35 = 237 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{237}{20} = 11.85 \text{ cm}$$

On adopte des voiles de 20 cm d'épaisseur.

Mezzanine:

$$h = 2.89 \text{ m}$$

$$h_e = 289 - 35 = 254 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{254}{20} = 12.7 \text{ cm}$$

On adopte des voiles de 20 cm d'épaisseur.

Pour les étages courants :

$$h = 3.74 \text{ m}$$

$$h_e = 374 - 35 = 339 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{339}{20} = 16.95 \text{ cm}$$

On adopte des voiles de 20 cm d'épaisseur.

Pour la longueur des voiles :

$$L \geq 4e. \rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

on prend : $L = 80 \text{ cm.}$

II.7. Pré dimensionnement des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine. Il est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec} \quad L : \text{largeur du balcon}$$

$$L = 140 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{140}{10}$$

$$\Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

Donc on prend : $e = 15 \text{ cm}$

II.8. Acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1)/2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est : $G = (0.069 \times 25) = 1.725 \text{ KN/m}$

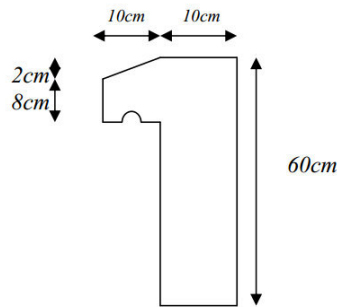


Figure.II.12.Acrotère.

II.9.Etude d'escalier :**1. Introduction:**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

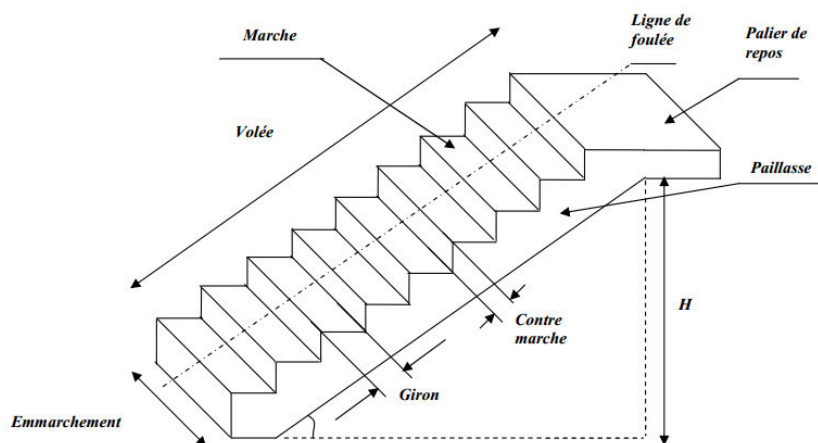


Figure.II.13.Schéma d'escalier.

• **Lamarche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

• **La contre marche** : est la partie verticales entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

• **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes $h = 13 \text{ à } 17 \text{ cm}$, jusqu'à 22.5 [cm] pour les escaliers à usage service ou privé.

• **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches, il y a une valeur constante de 28 [cm] au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est : $2h + g = 60 \text{ à } 65$.

• **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

• **Un palier** : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

• **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, ses derniers sont droits, réalisés en béton armé coulés sur place.

2. Terminologie:

g: Giron

H : Hauteur de la paillasse

h : Hauteur de la contre marche

L1 : Portée de la paillasse projetée

L2 : Largeur du palier

L : Somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

3. Dimensions des escaliers:

Notre projet comporte deux types d'escaliers :

RDC : escalier à 3 volées droites.

EC : escalier a deux volées droites.

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 65\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{D'où } 22\text{cm} \leq g \leq 33 \text{ cm.} \Rightarrow g = 28 \text{ cm.}$$

$$\text{Et } 16\text{cm} \leq h \leq 20 \text{ cm.} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Avec h : hauteur de la marche (contre marche)

g : largeur de la marche

♦ Escalier du RDC :

Il est composé de 4 volées :

- Volée 1 : $H=0.68\text{m} \Rightarrow n = \frac{0.68}{0.17} = 4$
- Volée 2 : $H=2.55\text{m} \Rightarrow n = \frac{2.55}{0.17} = 15$
- Volée 3 : $H=0.51\text{m} \Rightarrow n = \frac{0.51}{0.17} = 3$
- Volée 4 : $H=1.87\text{m} \Rightarrow n = \frac{1.87}{0.17} = 11$

Volée 1 : $h=17\text{cm}$ $n=4\text{marches}$ $g=28\text{cm}$

La formule de BLONDEL : $60\text{cm} \leq g+2h \leq 65\text{cm}$

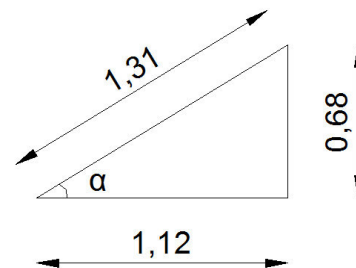
$$60\text{cm} \leq 28+2 \times 17 \leq 65\text{cm} \Rightarrow 60\text{cm} \leq 62 \leq 65\text{cm} \quad \text{C.V}$$

L'inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H}{L_1} \quad \text{avec} \quad (L_1 = n \times g \Rightarrow L_1 = 4 \times 28 = 112\text{cm})$$

$$\text{Tg} \alpha = \frac{68}{112} \Rightarrow \alpha = 31.26^\circ$$

$$30 < 31.26 < 35 \quad \text{C.V}$$



Longueur de la paillasse :

$$\sin \alpha = \frac{68}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{68}{\sin \alpha} = 131.04 \text{ cm}$$

L'épaisseur du palier:

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{131.04}{30} \leq e_p \leq \frac{131.04}{20}$$

$$\Rightarrow 4.37 \leq e_p \leq 6.55$$

$$\Rightarrow \text{on prend } e_p = 15\text{cm}$$

Largeur du palier :

$$L_2 = 500 - 420 = 80 \text{ cm}$$

Volée 2 : $h=17\text{cm}$ $n=15\text{marches}$ $g=28\text{cm}$

La formule de BLONDEL : $60\text{cm} \leq g+2h \leq 65\text{cm}$

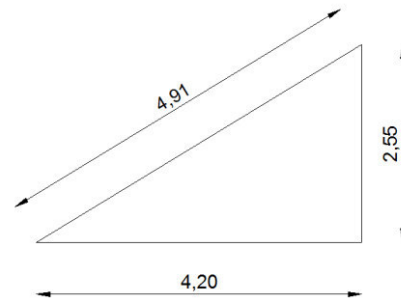
$$60\text{cm} \leq 28+2 \times 17 \leq 65\text{cm} \Rightarrow 60\text{cm} \leq 62 \leq 65\text{cm} \quad \text{C.V}$$

L'inclinaison de la pailleasse:

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{H}{L_1} \quad \text{avec } (L_1 = n \times g \Rightarrow L_1 = 15 \times 28 = 420 \text{ cm})$$

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{255}{420} \Rightarrow \alpha = 31.26^\circ$$

$$30 < 31.26 < 35 \quad \text{C.V}$$

**Longueur de la pailleasse :**

$$\sin \alpha = \frac{255}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{255}{\sin(31.26)}$$

$$\Rightarrow L_p = 491 \text{ cm}$$

L'épaisseur du palier:

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{491}{30} \leq e_p \leq \frac{491}{20}$$

$$\Rightarrow 16.36 \leq e_p \leq 24.55 \Rightarrow \text{on prend } e_p = 20 \text{ cm}$$

Volé 3 : h=17cm n=3marches g=28cm

La formule de BLONDEL : 60cm $\leq$ g+2h $\leq$ 65cm

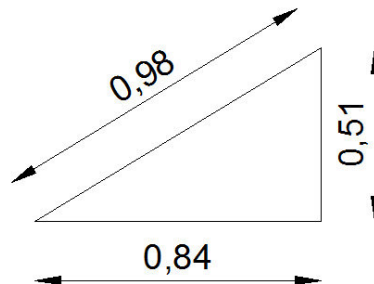
$$60 \text{ cm} \leq 28 + 2 \times 17 \leq 65 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 60 \text{ cm} \leq 62 \leq 65 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

L'inclinaison de la pailleasse:

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{H}{L_1} \quad \text{avec } (L_1 = n \times g \Rightarrow L_1 = 3 \times 28 = 84 \text{ cm})$$

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{51}{84} \Rightarrow \alpha = 31.26^\circ$$

$$30 < 31.26 < 35 \quad \text{C.V}$$

**Longueur de la pailleasse :**

$$\sin \alpha = \frac{51}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{51}{\sin(31.26)}$$

$$\Rightarrow L_p = 98 \text{ cm}$$

L'épaisseur du palier:

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{98.28}{30} \leq e_p \leq \frac{98.28}{20}$$

$$\Rightarrow 3.28 \leq e_p \leq 4.91$$

$$\Rightarrow \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

Volé 4 : h=17cm n=11marches g=28cm

La formule de BLONDEL : $60\text{cm} \leq g+2h \leq 65\text{cm}$

$$60\text{cm} \leq 28+2 \times 17 \leq 65\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 60\text{cm} \leq 62 \leq 65\text{cm} \quad \text{C.V}$$

L'inclinaison de la pailasse:

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L_1} \quad \text{avec} \quad (L_1 = n \times g \Rightarrow L_1 = 11 \times 28 = 308 \text{ cm})$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{187}{308} \Rightarrow \alpha = 31.26^\circ$$

$$30 < 31.26 < 35 \quad \text{C.V}$$

Longueur de la pailasse :

$$\text{Sin}\alpha = \frac{187}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{187}{\sin(31.26^\circ)}$$

$$\Rightarrow L_p = 360 \text{ m}$$

L'épaisseur du palier:

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{360}{30} \leq e_p \leq \frac{360}{20}$$

$$\Rightarrow 12 \leq e_p \leq 18$$

$$\Rightarrow \text{on prend } e_p = 15\text{cm}$$

Largeur du palier :

$$\text{Intérieur : } L_2 = 500 - 308 = 192 \text{ cm}$$

♦ **Escalier étage courant :**

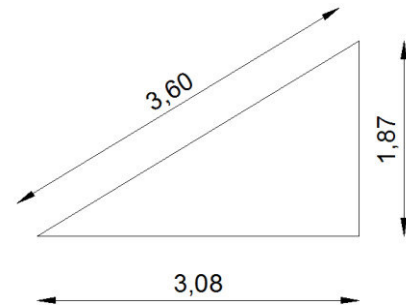
Escalier à deux volées avec : $h_{ec} = 3.74\text{m}$

- Volée 1 : $h = \frac{3.74}{2} = 1.87\text{m} \Rightarrow n = \frac{1.87}{0.17} = 11$
- Volée 2 : $h = 1.87\text{m} \Rightarrow n = \frac{1.87}{0.17} = 11$

Donc on a : **h =17cm g=28cm n=11 marches**

La formule de BLONDEL : $60\text{cm} \leq g+2h \leq 65\text{cm}$

$$60\text{cm} \leq 28+2 \times 17 \leq 65\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 60\text{cm} \leq 62 \leq 65\text{cm} \quad \text{C.V}$$



L'inclinaison de la paillasse:

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{H}{L_1} \quad \text{avec} \quad (L_1 = n \times g \Rightarrow L_1 = 11 \times 28 = 308 \text{ cm})$$

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{187}{308} \Rightarrow \alpha = 31.26^\circ$$

$$30 < 31.26 < 35 \quad \text{C.V}$$

Longueur de la paillasse :

$$\sin \alpha = \frac{187}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{187}{\sin(31.26^\circ)}$$

$$\Rightarrow L_p = 360 \text{ m}$$

L'épaisseur du palier:

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{360}{30} \leq e_p \leq \frac{360}{20}$$

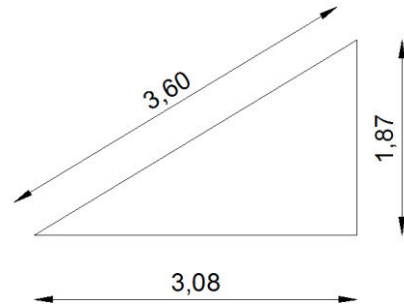
$$\Rightarrow 12 \leq e_p \leq 18$$

$$\Rightarrow \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

Largeur du palier :

$$\text{Intérieur : } L = 500 - 308 = 192 \text{ cm}$$

$$\text{Extérieur : } L = 180 \text{ cm}$$



CHAPITRE III

Ferraillage des éléments secondaires

III.1.Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère.
- Les balcons.
- Les planchers à corps creux.
- Les planchers à dalle pleine.
- Escaliers.
- Salle machine.

III.2.Etude de l'acrotère :**III.2.1.introduction :**

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

III.2.2.Hypothèse de calcul :

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

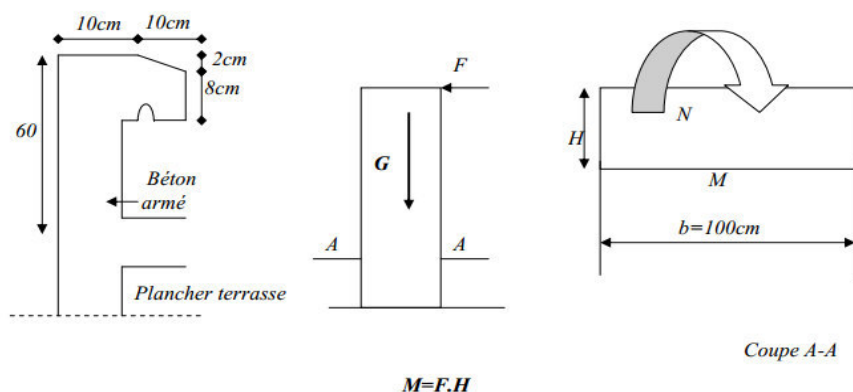
III.2.3.Dimension de l'acrotère :

Figure.III.2.1.L'acrotère.

III.2.4.Evaluation des charges :

La force sismique :

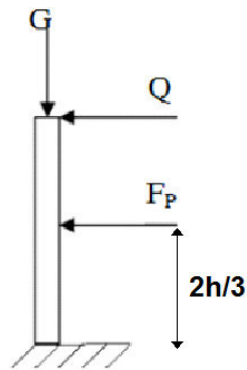


Figure.III.2.2.Schéma horizontale de l'acrotère.

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 version 2003 (Article 6.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone III, $A = 0,25$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère

$$W_p = 1.725 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.72$$

$$F_p = 1.38 \text{ KN/m}$$

III.2.5.Les charges:

Poids propre : $G = 1.725 \text{ KN /m}$

Poussée de la main courante : $G = 1 \text{ KN/ml}$

La force sismique : $F_p = 1.38 \text{ KN/ml}$

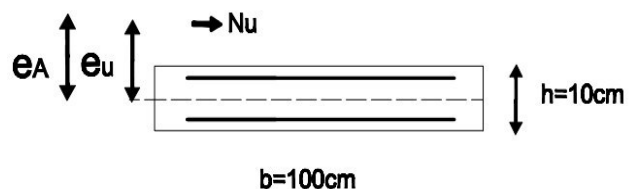
III.2.6.Détermination des sollicitations :

Moments et efforts normaux :

Due à G :

Effort normal : $N_G = G \times 1 = 1.725 \text{ KN/ml}$

Moment : $M_G = 0 \text{ KN.m}$

Due à Q :Effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$ Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ KN.m}$ **Due à Fp:**Effort normal : $N_{FP} = 0 \text{ KN}$ Moment : $M_{FP} = N_{FP} \times \frac{2}{3}h = 1.38 \times \frac{2}{3} \times 0.6 = 0.55 \text{ KN.m}$ **III.2.7. Combinaison des sollicitations :****Calcul à l'ELU : 1.35G+1.5Q** $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.725 = 2.33 \text{ KN/ml}$ $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$ **Calcul à l'ELS : G+Q** $N_{ser} = N_G + N_Q = 1.725 + 0 = 1.725 \text{ KN/ml}$ $M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0.60 = 0.60 \text{ KN.m}$ **Calcul à l'ELA : G+0.75Q+Fp** $N_A = N_G + 0.75N_Q + N_{FP} = 1.725 \text{ KN/ml}$ $M_A = M_G + 0.75M_Q + M_{FP} = 0.75 \times 0.6 + 0.55 = 1 \text{ KN.m}$ **III.2.8. Ferrailage de la section :**Selon (pratique du **BAEL 91**) h : épaisseur de la section : 10cm. b : Largeur de la section : 100cm. c : L'encrage : 2cm. e_A : la distance entre le centre de pression et centre de gravité de la section. $d = h - c$: Hauteur utile.**Calcul de l'armature à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.33} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} < e_u = 39 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section ; limité par les armatures et l'effort normal.

III.2.8.1.Calcul de flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_{UA} = N_u \times \left(e_u \times \frac{h}{2} - c \right) = 2.33 \left(0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right)$$

$$M_{UA} = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c = 0.1 - 0.02 = 0.08 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \alpha}$$

f_{bu} : Résistance du calcul du béton en compression à l'ELU.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14. \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b d^2 f_{bu}}$$

μ_{bu} : Moment fléchissant agissant réduit à l'ELU.

$$\mu_{bu} = \frac{0.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0108 \text{ MPa}$$

-Pour $f_e 400$ et $f_{c28} \leq 30 \text{ MPa}$ on a :

$$10^4 \mu_{bu} = 3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050$$

μ_{lu} : Moment réduit limite en flexion simple.

θ : Coefficient prenant en compte la durée d'application des charges.

γ : Rapport du moment ultime au moment de service.

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0.9}{0.6} = 1.5$$

$$\theta = 1$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times 1 \times 1.5 + 49 \times 25 - 49 \times \frac{25}{1} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.33 \text{ MPa}$$

$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow$ Alors $A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

$\mu_{bu} = 0.0108 \text{ MPa} \leq 0.275 \Rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.06 \mu_{bu}) = 0.08(1 - 0.06 \times 0.0108)$$

$$Z_b = 0.08 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{UA}}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec :} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{0.98 \times 10^{-3}}{0.08 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0.0108 \text{ MPa} < 0.03 \Rightarrow \text{pas de vérification de } A_{min}$$

$$\Rightarrow A = A_u = 0.35 \text{ cm}^2$$

III.2. 8.2. Calcul de flexion composée :

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.35 - \frac{2.33 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures à l'ELS :

$$\text{On a : } N_{ser} = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) \times b_0 \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\alpha_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s)}$$

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

$$\text{Fissuration préjudiciable} \quad \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 5 \times \left(\frac{15}{15 \times 5 + 201.63}\right) = 0.53$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \times 0.53 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \times 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3 = 20.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} > M_{ser} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}.$$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 201.63} = 0.00046$$

En appliquant la méthode simplifiée on a :

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} \cdot d \cdot \frac{40 \mu_s + 1}{54 \mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{40 \times 0.00046 + 1}{54 \times 0.00046 + 1} = 7.45 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{7.45 \times 201.63} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Conclusion de ferraillage :

$$A_{ser} = \max(A_{ser} ; A_s) = (0.40 ; 0.28)$$

$$A_{ser} = 0.40 \text{ cm}^2$$

III.2. 9.Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d}$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.725} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35 - 0.45 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{On remarque : } A_{ser} = 0.40 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Donc on fera le ferrailage on utilisant A_{min} .

$$A_s = 4 \text{ HEA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0.91 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

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

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}$$

III.2. 10.Vérification au cisaillement:

On a une fissuration préjudiciable donc :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ La condition est vérifiée $\Rightarrow$ pas d'armatures transversales.

III.2. 11.Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

ψ_s : coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ acier fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 0.1005} = 0.21 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 0.21 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \quad \text{C.V}$$

III.2.12. Vérification de l'encrage :

$$\tau_{se} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Dans notre cas l'utilisation de crochet n'est pas nécessaire.

III.2. 13. vérification des contraintes à l'ELS :

$$N_s = 2.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.72} = 0.22 = 22 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier :

1. Les contraintes maximales dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = y_1 \times K$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{b \cdot y_1}{2} + n(A + A') y_1 - n(Ad + A'd) = 0 \Rightarrow (n=15 \text{ et } A'=0)$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 15 \times 2.01 y_1 - 15(2.01 \times 8) = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + n A (d - y_1)^2 + n A' (y_1 - d)^2 = \frac{100}{3} 1.92^3 + 15 \times 2.01 (8 - 1.92)^2 = 1350.47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1350.47 \times 10^{-8}} = 44.44 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 44.44 \times 1.92 \times 10^{-2} = 0.85 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

2. Les contraintes maximales dans l'acier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\text{On a : } \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = n \times K (d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 44.44 (8 - 1.92) \times 10^{-2} = 10.53 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

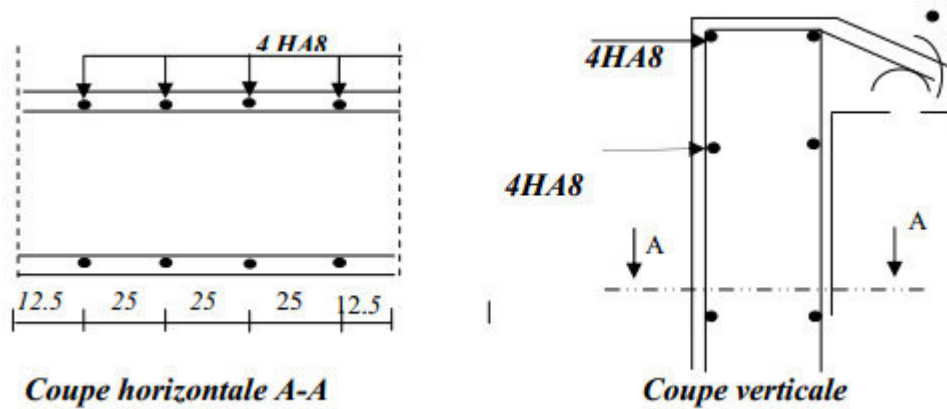


Figure.III.2.3.Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Calcul du balcon :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastré à son extrémité dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

Dans notre projet on a des balcons de différentes dimensions. Parmi ces balcons, on choisit le cas le plus défavorable et on adopte le ferrailage trouvé pour tous les autres balcons.

III.3.1. Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire de largeur.
- L'épaisseur de la dalle pleine est de 15cm.
- Fissurations préjudiciables.
- Le calcul se fait à la flexion simple.

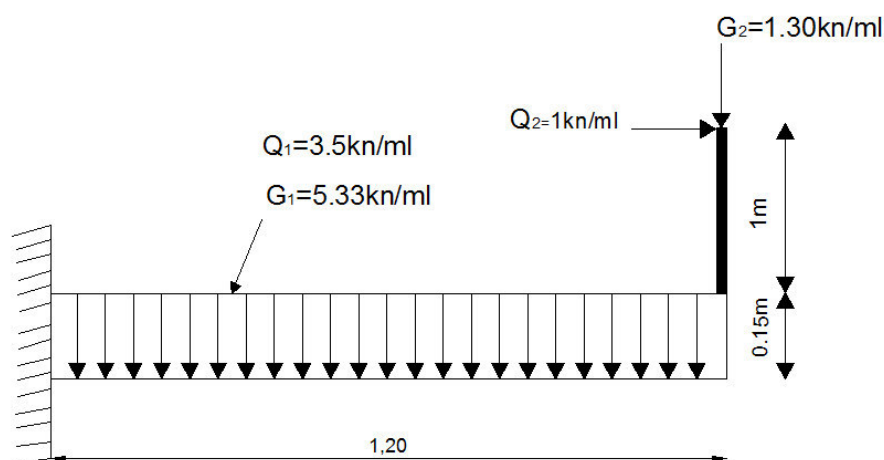


Figure.III.3.1.Schéma statique du balcon.

III.3.2. Détermination des efforts :

- Charges permanentes : $G_1 = 5.33 \text{ kn/m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ kn/m}^2$
- Surcharge dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ kn/m}^2$
- Charge du garde-corps : $G_2 = 1.3 \text{ kn/m}^2$

III.3.3. Calcul des sollicitations :

- Combinaison de charge à L'ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$P_U = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.45 \text{ kn/ml}$$

$$P = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 1.3 = 1.76 \text{ kn/ml}$$

$$q_u = 1.5 \times Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kn/ml}$$

- Combinaison de charge à L'ELS : $G + Q$

$$p_s = G_1 + Q_1 = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ kn/ml}$$

$$p = 1 \times G_2 = 1.30 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1 \text{ kn/m}$$

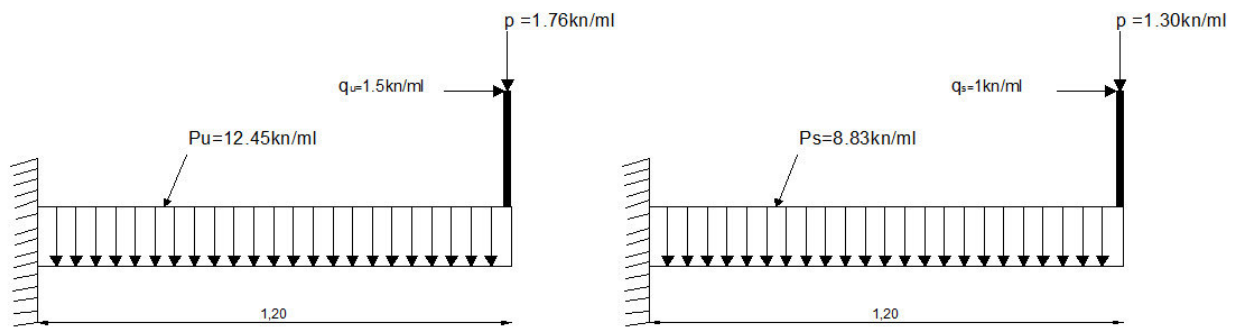


Figure.III.3.2.Schéma statique du balcon à l'ELU et à l'ELS.

III.3.4. Moments et efforts tranchants :

$$\text{ELU: } M_U = \frac{P_U l^2}{2} + p \times l + q_u = \frac{12.45 \times 1.2^2}{2} + 1.76 \times 1.20 + 1.5 = 12.58 \text{ kn.m}$$

$$V_U = p_u \times l + p = 12.45 \times 1.20 + 1.76 = 16.70 \text{ kn}$$

$$\text{ELS: } M_S = \frac{P_S l^2}{2} + p \times l + q_s = \frac{8.83 \times 1.2^2}{2} + 1.30 \times 1.20 + 1 = 8.92 \text{ kn.m}$$

$$V_U = p_s \times l + p = 8.83 \times 1.20 + 1.30 = 11.9 \text{ kn}$$

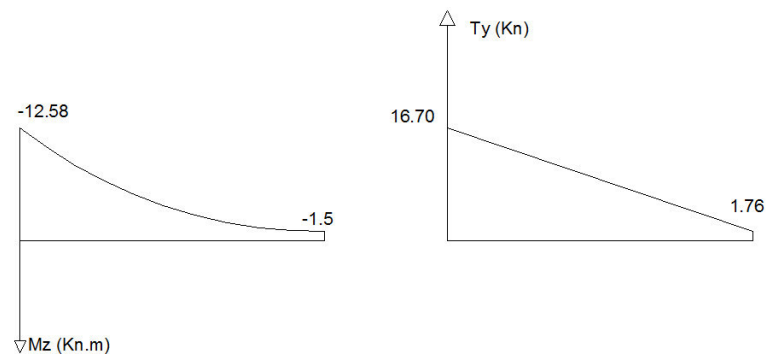


Figure.III.3.3.Diagramme des sollicitations à l'ELU.

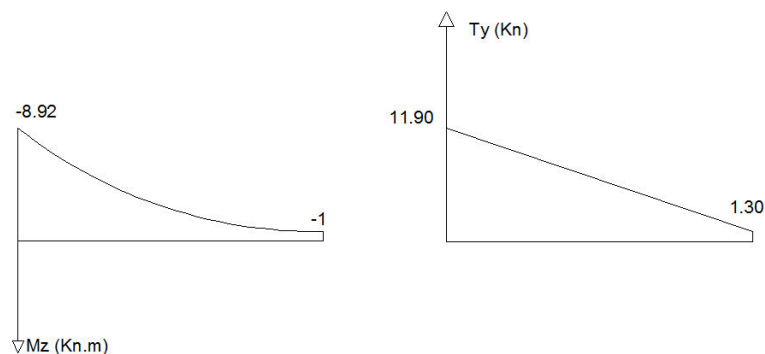
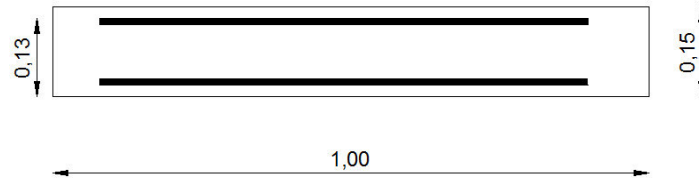


Figure.III.3.4.Diagramme des sollicitations à l'ELS.

III.3.5. Ferrailage du balcon :

$$b = 1 \text{ m}, \quad h = 0.15 \text{ m}, \quad d = 0.13 \text{ m}, \quad e = 0.02 \text{ m}$$

a - Les armatures principales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.58 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 F_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

μ_{bu} : Moment fléchissant agissant réduit à l'ELU.

f_{bu} : Résistance de calcul du béton en compression à l'ELU.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.58}{8.92} = 1.4$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49F_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.4 + 49 \times 25 - 3050) \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.30$$

μ_{lu} : Moment fléchissant limite réduit à l'ELU.

$$\mu_{bu} = 0.05 < \mu_{lu} = 0.30 \rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.05 < 0.275 \rightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.13(1 - 0.6 \times 0.05) = 0.126 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_U}{Z_b f_{ed}} = \frac{12.58 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.126 \times 348} = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec} \quad S_t = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

b – Les armatures de répartition :

$$A_r = A_l / 4 = 4.52/4 + 1.13 \text{ cm}^2.$$

Soit $4H8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $S_t = 25 \text{ cm}^2$

- Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : Selon le BAEL art A.4.2.

On doit vérifier que $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Vérification de l'espacement :

Armatures longitudinales : $S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(45, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

Armatures transversales: $S_t < \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(60, 45) = 45 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 art5.1.2)

$$T_U = 16.70 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{16.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.128 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15}{1.5} \times 25, 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5, 4) = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_U = 0.128 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Vérification de l'adhérence :

Il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$V_u = 16.70 \text{ KN}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16.70 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 0.150} = 0.95 \text{ MPa}.$$

$$\sum U_i = \eta \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.80 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0.95 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V} \quad (\text{Pas de risque d'entraînement des barres})$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Vérification des contraintes à l'ELS :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Contraintes maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1$ avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$I = \frac{by_1^3}{3} \times \eta[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

$$\frac{by_1^2}{2} + \eta(A + A')y_1 - \eta(Ad + A'd) = 0$$

I : moment d'inertie.

y_1 : Position de l'axe neutre.

$A = 5.42 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 13 \text{ cm}$, $\eta = 15$

$$50 y_1^2 + 67.8 y_1 - 881.4 = 0 \rightarrow y_1 = 3.58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 3.58^3}{3} + [4.52(13 - 3.58)^2] = 7545.75 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.92}{7545.75} = 118.21 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 3.58 \times 10^{-2} \times 118.21 = 4.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Vérification des contraintes dans l'acier:

La fissuration est considéré comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times k(d - y_1) = 15 \times 118.21(0.13 - 0.0358) = 167.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 167.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Vérification de la flèche:

Selon le BAEL91artB.6.5.1 on doit vérifier que :

1. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625$ C.V
2. $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 3.48.10^{-3} < \frac{4.2}{400} = 0.0105 MPa$ C.V

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

III.3.6.Schéma de ferrailage :

Les balcons seront ferrailés comme suit :

Armatures principales : 4HA12

Armatures de répartition : 4HA8

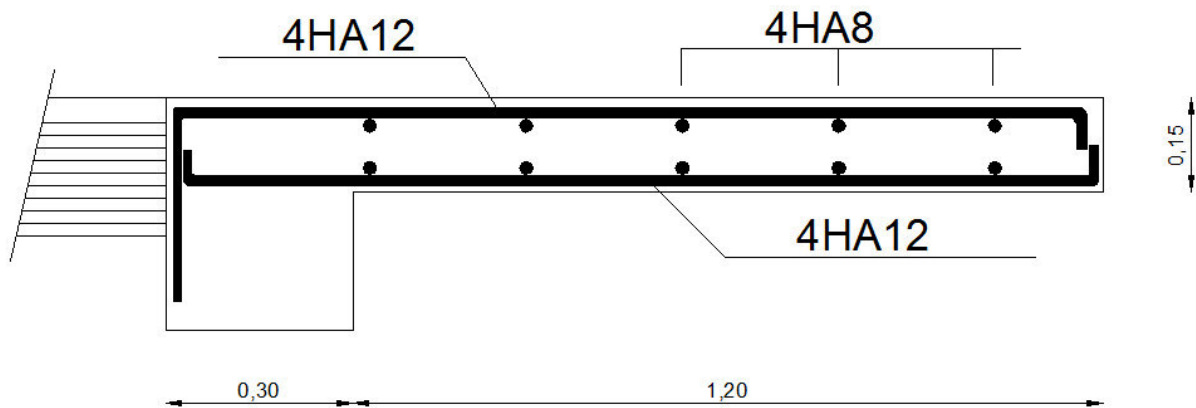


Figure.III.3.5.Schéma de ferrailage du balcon.

III.4. Etude du plancher à corps creux :**III.4. 1. Définition :**

Le plancher c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction. Il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux.
- Transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation et commerciale, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min(2G, 5 \text{ Kn/m}^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

III.4.2. disposition et pré dimensionnement des poutrelles :**Disposition :**

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

Le critère de la petite portée.

Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pré dimensionnement:

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que: ($h=16+4$) cm.

- Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 55cm de largeur.
- Table de compression de 4cm. Une dalle pleine pour les balcons de 12cm d'épaisseur.

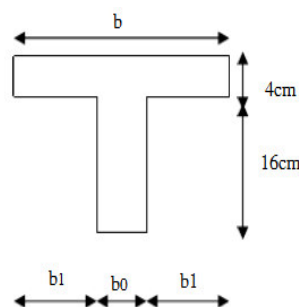


Figure.III.4.1.schéma de poutrelle.

Détermination de la largeur de la table de compression :

h : Hauteur du plancher = 20cm.

b : Largeur de la table de compression.

L_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à L_x .

Dans le cas de notre projet on a un type de poutrelle a étudié:

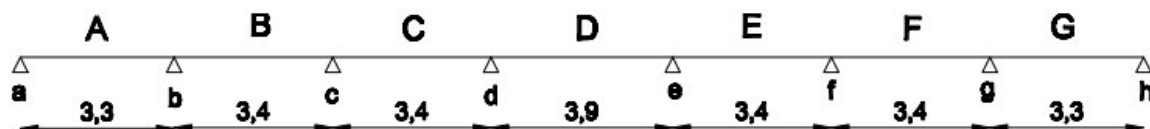


Figure.III.4.2.Schéma de type de la poutrelle.

III.4.3. Calcul des poutrelles :

Le pré dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

1. Calcul avant coulage.
2. Calcul après coulage

Calcul avant coulage :

Avant coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR .C.2.2)

1).Charges et surcharges :

Charge permanente	poids propre des poutrelles	$25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{KN/m}$
	poids propre du corps creux	$0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{KN/m}$
	Total	0.74KN/m
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	1KN/ml

Tableau.III.4.1.Charge et surcharge avant coulage.

2).Sollicitation combinais :

■ ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1$$

$$q_u = 2.5 \text{KN/m}$$

■ ELS : $G+Q$

$$q_s = 0.74 + 1$$

$$q_s = 1.74 \text{KN/m}$$

3). Sollicitation de calcul :

	ELU		ELS	
	M = ql ² /8 (KN.m)	T = ql/2 (KN)	M = ql ² /8 (KN.m)	T = ql/2 (KN)
L = 3.3m	3.40	4.13	2.37	2.87
L = 3.4m	3.61	4.25	2.51	2.96
L = 3.9m	4.75	4.88	3.31	3.39

Tableau.III.4.2.moments et efforts à l'ELU et l'ELS.

4). Calcul de ferrailage :

La poutrelle travail à la flexion simple à l'ELU.

$$b_0 = 12\text{cm} ; \quad h_0 = 4\text{cm} ; \quad d = 0.9 \times h_0 = 0.9 \times 4 = 3.6\text{cm} ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Pour L=3.3m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.4 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.036^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 1.54$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.4}{2.37} = 1.43$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = (3440 \times 1.43 + 49 \times 24 - 3050) \times 10^{-4} = 0.31$$

L	μ_{bu}	μ_{lu}	γ
3.3m	1.54	0.31	1.43
3.4m	1.63	0.31	1.44
3.9m	2.15	0.31	1.44

Tableau.III.4.3.Calcul de μ_{bu} et μ_{lu} .

Avec :

$f_{bu}(\text{Mpa})$	$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$
14.2	25	400

$\mu_{bu} \geq \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0$, la section est doublement armée.

Remarque :

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armature mais on limite par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étalements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

❖ **Calcul après coulage :** Après coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes :

- $b = 65 \text{ cm.}$
- $h = 20 \text{ cm.}$
- $h_0 = 4 \text{ cm.}$
- $b_0 = 12 \text{ cm.}$
- $l_0 = 53 \text{ cm.}$
- $b_1 = 26.5 \text{ cm.}$

1). Charges et surcharges :

	Terrasse	Etage courant
Charge permanente (KN/m)	6.34	5.63
Charge d'exploitation (KN/m)	1	1.5

Tableau.III.4.4.Charges et surcharges après coulage.

2).Sollicitation combinées :➤ **Terrasse :**

$$\begin{cases} \text{ELU:} & q_u = (10.06) \times 0.65 = 6.54 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS:} & q_s = (7.34) \times 0.65 = 4.77 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ **Etage courant :**

$$\begin{cases} \text{ELU:} & q_u = (9.85) \times 0.65 = 6.40 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS:} & q_s = (7.13) \times 0.65 = 4.63 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Remarque :

Comme le plancher de terrasse est plus chargé que celui de la terrasse et de l'étage courant ; on fait le calcul pour le plancher terrasse seulement.

III.4.4. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites

- 1) Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN/m}^2$
- 2) Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ et $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$
- 3) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- 4) Fissuration peu nuisible.

Vérification des conditions de BAEL

1ere condition :

→ Plancher étage courant :

$$G=5.63 \text{KN}$$

$$Q=1.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow Q \leq \min (2 \times 5.63 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

→ Plancher terrasse inaccessible :

$$G=6.34 \text{KN/m}^2$$

$$Q=1.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow Q \leq \min (2 \times 6.34 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

2^{ème} condition :

$$0.8 \leq \frac{3.3}{3.4}; \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.9}; \frac{3.9}{3.4}; \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.3} \leq 1.25 \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Et } 0.8 \leq \frac{3.4}{3.3}; \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.9}{3.4}; \frac{3.4}{3.9}; \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.3}{3.4} \leq 1.25 \dots \text{vérifiée.}$$

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées.

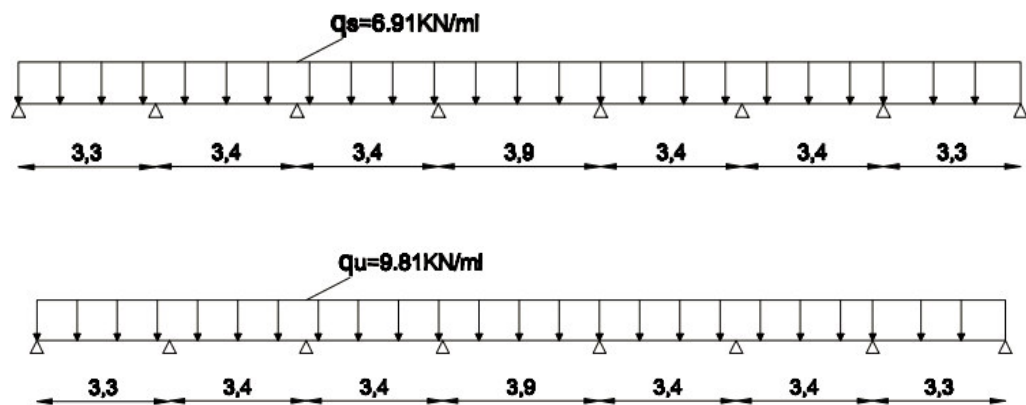
⇒ Alors cette méthode est applicable

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

→ **Type de poutrelle à 7 travées :**

RDC + S/SOL :

ELU et ELS :



a) ELU :

1). Calcul des moments isostatiques :

Travée A et G :

$$M_{01} = M_{07} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.54 \times 3.3^2}{8} = 8.90 \text{ kN.m}$$

Travée B, C, E et F :

$$M_{02} = M_{03} = M_{05} = M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.54 \times 3.4^2}{8} = 9.45 \text{ kN.m}$$

Travée D :

$$M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.54 \times 3.9^2}{8} = 12.43 \text{ kN.m}$$

2). Moment sur appuis:

$$M_a = M_h = -0.15 \times M_{01} = -0.15 \times 8.90$$

$$M_a = -1.34 \text{ kN.m}$$

$$M_b = M_g = -0.5 \times \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times \max(8.90; 9.45)$$

$$M_b = -4.73 \text{ kN.m}$$

$$M_c = M_f = -0.4 \times \max(M_{02}; M_{03}) = -0.4 \times (9.45; 9.45)$$

$$M_c = -3.78 \text{ m}$$

$$M_d = M_e = -0.4 \times \max(M_{03}; M_{04}) = -0.4 \times \max(9.45; 12.43)$$

$$M_d = -4.97 \text{ kN.m}$$

3). Moment en travée :

$$M_{t1} = \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 1.05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{cases}$$

$$M_{t2} = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M ₁ (KN.m)	M _{1'} (KN.m)	M ₂ (KN.m)	M _t (KN.m)
A	8.9	1.34	4.73	7.12	6.31	5.97	7.12
B	9.45	4.73	3.78	6.53	5.67	6.34	6.53
C	9.45	3.78	4.97	6.41	5.55	6.34	6.41
D	12.43	4.97	4.97	9.21	8.08	8.33	9.21
E	9.45	4.97	3.78	6.41	5.55	6.34	6.41
F	9.45	3.78	4.73	6.53	5.67	6.34	6.53
G	8.9	7.09	1.34	5.94	5.13	5.97	5.97

Tableau.III.4.5. Moments en travées.

4). Calcul de l'effort tranchant :

On a :

$$L = a + b$$

$$\begin{cases} a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_w}{M_w + M_t}}} \\ b = L - a \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} V_w = -2 \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \\ V_e = 2 \frac{|M_e| + |M_t|}{a} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

travée	A (m)	B (m)	V _w (KN)	V _e (KN)
A	1.79	1.51	-9.47	13.27
B	1.82	1.58	-12.38	11.33
C	1.76	1.64	-11.55	12.90
D	2.12	1.78	-13.36	13.36
E	1.81	1.59	-12.56	11.25
F	1.78	1.62	-11.57	12.64
G	1.83	1.47	-14.27	7.99

Tableau.III.4.6. Des efforts tranchants.

b)ELS :**1). Calcul des moments isostatiques :**

Travée A et G :

$$M_{01} = M_{07} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.77 \times 3.3^2}{8} = 6.49 \text{ KN.m}$$

Travée B, C, E et F :

$$M_{02} = M_{03} = M_{05} = M_{06} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.77 \times 3.4^2}{8} = 6.89 \text{ KN.m}$$

Travée D :

$$M_{04} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.77 \times 3.9^2}{8} = 9.07 \text{ KN.m}$$

2). Moment sur appuis:

$$M_a = M_h = -0.15 \times M_{01} = -0.15 \times 6.49$$

$$M_a = -0.97 \text{ KN.m}$$

$$M_b = M_g = -0.5 \times \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times \max(6.49; 6.89)$$

$$M_b = -3.45 \text{ KN.m}$$

$$M_c = M_f = -0.4 \times \max(M_{02}; M_{03}) = -0.4 \times (6.89; 6.89)$$

$$M_c = -2.76 \text{ KN.m}$$

$$M_d = M_e = -0.4 \times \max(M_{03}; M_{04}) = -0.4 \times \max(6.89; 9.07)$$

$$M_d = -3.63 \text{ KN.m}$$

3). Moment en travée :

$$M_{t1} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 1.05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{array} \right.$$

$$M_{t2} = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_1 (KN.m)	M_1' (KN.m)	M_2 (KN.m)	M_t (KN.m)
A	6.49	0.97	3.45	5.20	4.60	4.35	5.20
B	6.89	3.45	2.76	4.76	4.13	4.62	4.76
C	6.89	2.76	3.63	4.67	4.04	4.62	4.67
D	9.07	3.63	3.63	6.72	5.89	6.08	6.72
E	6.89	3.63	2.76	4.67	4.04	4.62	4.67
F	6.89	2.76	3.45	4.76	4.13	4.62	4.76
G	6.49	3.45	0.97	5.20	4.60	4.35	5.20

Tableau.III.4.7. Moments en travée.

4). Calcul de l'effort tranchant :

On a :

$$L = a + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_w}{M_w + M_t}}} \\ b = L - a \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \\ V_e = 2 \frac{|M_e| + |M_t|}{a} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

travée	a (m)	b (m)	V _w (KN)	V _e (KN)
A	1.79	1.51	-6.90	9.68
B	1.82	1.58	-9.03	8.27
C	1.76	1.64	-8.42	9.41
D	2.12	1.78	-9.75	9.75
E	1.81	1.59	-9.16	8.20
F	1.78	1.62	-8.44	9.22
G	1.92	1.38	-8.99	6.41

Tableau.III.4.8.Des efforts tranchants.

à ELU :

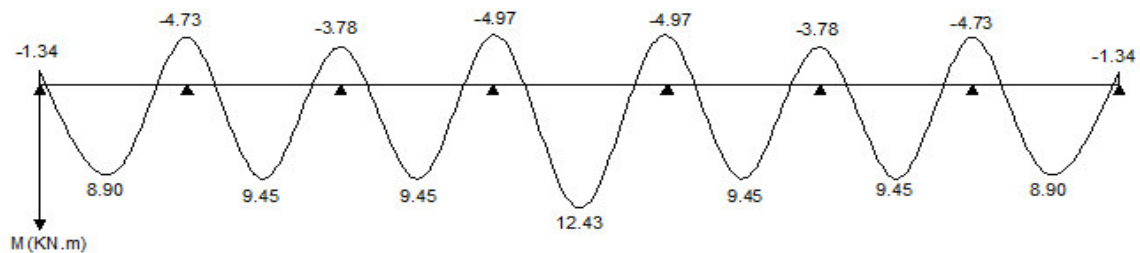


Figure.III.4.3.Diagrammes des moments à l'ELU.

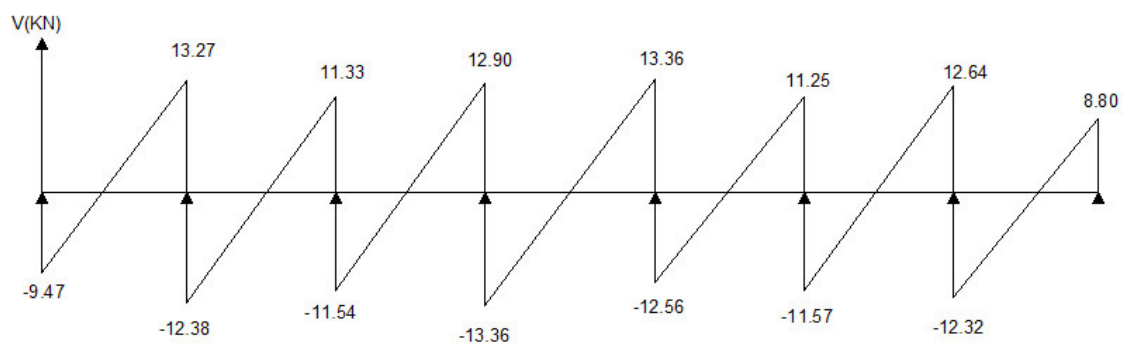


Figure.III.4.4.Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.

à ELS :

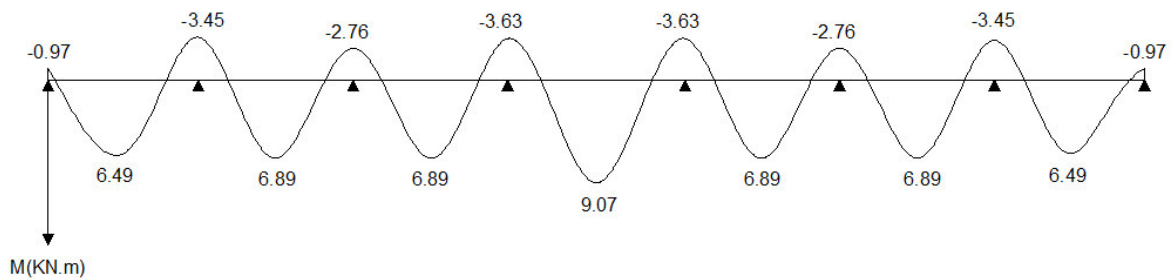


Figure .III.4.5.Diagrammes des moments à l'ELS.

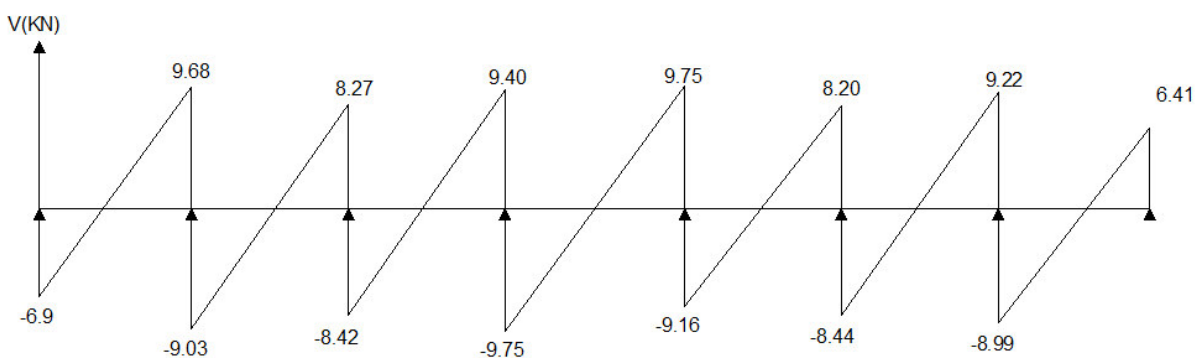


Figure.III.4.6.Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.

III.4.5. Calcul de ferrailage à l'ELU :

→ En travée :

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T avec les dimensions suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, \quad b_0 = 12 \text{ cm}, \quad l_0 = 53 \text{ cm}, \quad d = 18 \text{ cm}.$$

On a:

- Le moment en travée max : $M_t \text{ max} = 13.82 \text{ KN.m}$
- Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$F_{bc} = b \times h \times F_{bu}$$

$$F_{bc} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3$$

$$F_{bc} = 369.2 \text{ KN}$$

$$Z_b = d - (h_0 / 2)$$

$$Z_b = 0.18 - (0.04/2) Z_b = 0.16 \text{ m}$$

$$M_{tu} = 369.2 \times 0.16$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9.60 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui vous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire (b x h).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.60 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.65}$$

$$\mu_{bu} = 0.032$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050) \times 10^{-4} = (3440 \times 1 \times 1.44 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.31$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \quad \mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{c28}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.032)})$$

$$\alpha = 0.041$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.041)$$

$$Z = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{ul}}{Z \times f_{ed}} \text{ avec : } f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_t = \frac{9.6 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348}$$

$$A_t = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.4.5.1. Vérification à l'ELU:

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{condition vérifiée}$$

→ **Ferrailage en appuis :**

Appuis de rive :

$$M_0^{\max} = 9.21 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 0.3 \times M_0^{\max} = 0.3 \times 9.21 = 2.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.76 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.050$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.050)})$$

$$\alpha = 0.064$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.064)$$

$$Z = 0.18$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{Z \times f_{ed}}$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{2.76 \times 10^{-3}}{0.18 \times 348}$$

$$A_{\text{rive}} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit: } 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 13.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13.36 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18}$$

$$\tau_u = 0.62 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_t^{\max} \right)$$

$$\Phi_t \geq \min \left(\frac{24}{35}; \frac{12}{10}; 12 \right) = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit: } A_t = 1 \text{ HA } 10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement:**

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)} \quad \text{CBA 93 (Article.A. 5.22)}$$

Flexion simple, fissuration peu nuisible, pas de risque de bétonnage $\Rightarrow K = 1$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armature droite :

$$S_t \leq 1.57 \times 10^{-4} \times \frac{0.8 \times 400}{0.12 \times (1.012 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_t \leq 109.6 \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales :

On doit vérifier:

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b}$$

Appuis de rive :

$$V_u = 9.47 \text{ KN}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 0.162 \text{ cm}$$

$$V_u = 9.47 \leq 0.4 \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.12 \times 0.162 \times 10^3}{1.5} = 129.6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaire:

$$V_u = 13.36 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.12 \times 0.162 \times 10^3}{1.5} = 129.6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'enchaînement :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

ψ_s : coefficient de scellement ($\psi_s=1.5$ acier fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = (3 \times 1.2) \times \pi = 11.31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.36 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.1131} = 0.73 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 0.73 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$\Rightarrow$ Pas de risque d'enchaînement des barres longitudinales.

III.4.5.2. Vérification à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression.
- Etat limite de déformation.

➤ Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Artc B.6.3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En appuis :

$$\frac{b \cdot y}{2} + n (A + A') y - n (A d + A' d) = 0 \Rightarrow (n=15 \text{ et } A'=0)$$

$$\Rightarrow \frac{12}{2} \times y^2 + 15 \times 3.39 \times y - 15 \times (3.39 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 156.69$$

$$\Rightarrow y = 8.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + n A (d - y_1)^2 + n A' (y_1 - d)^2$$

$$I = \frac{12}{3} \times (8.82)^3 + 15 \times 3.39 \times (18 - 8.82)^2$$

$$I = 2956.30 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{3.63 \times 10^{-3}}{2956.30 \times 10^{-8}} = 122.79 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = y \times K = 122.79 \times 8.82 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 10.83 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$\Rightarrow \frac{65}{2} \times y^2 + 15 \times 3.39 \times y - 15 \times (3.39 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.58 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 348.68$$

$$I = \frac{65}{3} \times (4.58)^3 + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.58)^2$$

$$I = 11239.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9.07 \times 10^{-3}}{11239.46 \times 10^{-8}} = 81.59 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = y \times K = 81.59 \times 4.58 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 3.74 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

a).Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa.}$$

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

Aux appuis :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.63 \times 10^{-3}}{2956.30 \times 10^{-8}} (18 - 8.82) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 169.08 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_s \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux travées :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{9.07 \times 10^{-3}}{11239.46 \times 10^{-8}} \times (18 - 4.58) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 162.44 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_s \quad \text{Condition vérifiée}$$

b).Vérification de la flèche : BAEL B.6.5.1

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire:

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{390} = 0.064 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{C.V}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{25}{390} = 0.064 \geq \frac{10.69}{10 \times 59.07} = 0.018 \quad \text{C.V}$$

$$3) \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.8}{15 \times 18} = 0.00325 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V}$$

La condition est satisfaite donc on ne doit pas faire une vérification de la flèche.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :

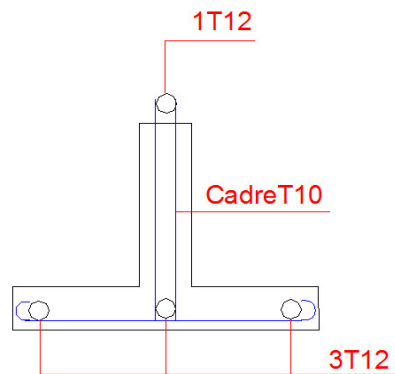


Figure.III.4.7.Schéma de ferrailage de la poutrelle.

III.4.6. Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\perp} = 1.11 \text{ cm}$$

On choisit: 5 HA 6 = 1.41 cm²

On ferraille pour 1m donc : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.11}{2} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 3 \text{ HA } 6 = 0.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 28 \text{ cm}^2$

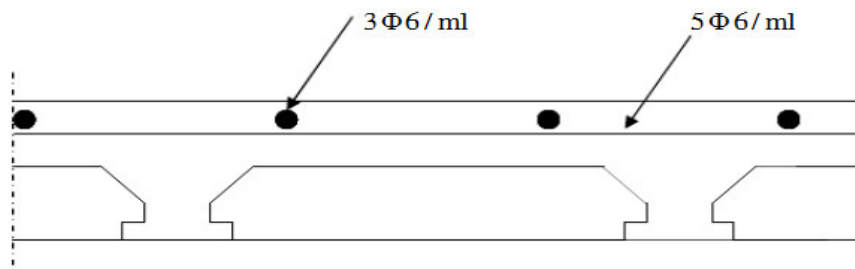


Figure.III.4.8.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.5. Etude du plancher dalle pleine :**III.5.1. Introduction :**

La dalle étudiée est celle du rez-de-chaussée de surface 265.1 m² et de dimensions :

$L_x = 24.1$ m et $L_y = 11$ m.

C'est un plancher constitué par des dalles continues sans nervures ou poutres supportées directement par les piliers.

III.5.2. l'épaisseur des panneaux:

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\alpha \geq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.30}{5.00} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{330}{30} = 11 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{l_y}{30} = \frac{500}{30} = 16.66 \text{ cm}$$

le RPA impose que $h_{\min} = 14$ cm donc on prend $h = 25$ cm.

III.5.3. Evaluation des charges :

$$G = 9.08 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(9.08) + 1.5(5) = 19.76 \text{ KN/m}^2$$

à l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 9.08 + 5 = 14.08 \text{ KN/m}^2$$

III.5.4.Calcul des moments isostatiques :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: moment dans le sens de la grande portée.

μ_x et μ_y : sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de α et de coefficient de poisson ν :

$\nu = 0 \rightarrow$ à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ à l'ELS

Détermination des coefficients μ_x et μ_y :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases} \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0(x) = q_u \times l_x^2 \times \mu_x = 19.76 \times 3.9^2 \times 0.0584 = 17.55 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = \mu_y \times M_0(x) = 0.5608 \times 17.55 = 9.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_0(x) = q_{ser} \times l_x^2 \times \mu_x = 14.08 \times 3.9^2 \times 0.0650 = 13.92 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = \mu_y \times M_0(x) = 0.6841 \times 13.92 = 9.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments agissants pour le panneau de rive :

Selon x :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} \quad M_{tx} = 0.85 M_{0y}$$

$$M_{aex} = -0.5 M_{0x} \quad M_{aNx} = -0.5 M_{0x}$$

$$M_{awx} = -0.5 M_{0x} \quad M_{aSx} = -0.3 M_{0x}$$

Selon y :

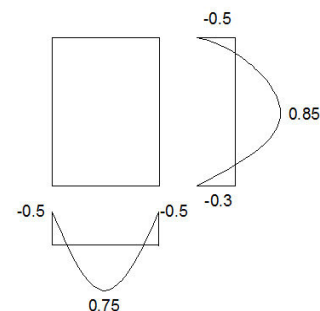


Figure.III.5.1.Panneau de rive.

Calcul des moments sur appuis :

	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$	$M_s(\text{KN.m})$	$M_N(\text{KN.m})$
ELU	8.78	8.78	8.78	5.27
ELS	6.96	6.96	6.96	4.18

Tableau.III.5.1.Calcul des moments sur appuis.

Calcul des moments en travées :

	$M_{tx}(\text{KN.m})$	$M_{ty}(\text{KN.m})$
ELU	13.16	8.36
ELS	10.44	8.09

Tableau.III.5.2.Calcul des moments en travées.

III.5.5.calcul de l'effort tranchant :

$$\text{Pour } \alpha \geq 0.4 = \begin{cases} V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2} \\ V_y = \frac{q \times l_x}{3} \leq V_x \end{cases}$$

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2} = \frac{19.76 \times 3.90}{2} \times \frac{1}{1 + 0.78/2} = 27.72 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{19.76 \times 3.90}{3} = 25.69 \text{ KN}$$

III.5.6.Calcul de ferrailage à l'ELU :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 25cm d'épaisseur à la flexion simple avec :

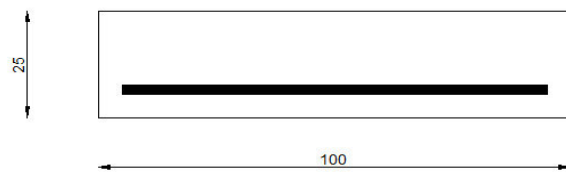


Figure.III.5.2.Coupe verticale de la dalle pleine.

$$h=25 \text{ cm ; } b=100\text{cm ; } d = 25 - 2 = 23 \text{ cm ;}$$

$$f_{bu}= 14.2\text{Mpa}$$

En travée :

Sens x-x' :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{13.16 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.23^2 \times 1} = 0.018$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050) \times 10^{-4} = (3440 \times 1 \times 1.44 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.31$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{Methode simplifiée.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.018)})$$

$$\alpha = 0.023$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.23 (1 - 0.4 \times 0.023)$$

$$Z = 0.228 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{Z \times f_{ed}} \quad \text{avec :} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_t = \frac{13.16 \times 10^{-3}}{0.228 \times 348}$$

$$A_t = 1.66 \text{ cm}^2$$

Sens y-y' :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{8.36 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.23^2 \times 1} = 0.011$$

$$A = \frac{M_{ty}}{Z \times f_{ed}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.011)})$$

$$\alpha = 0.014$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.23 (1 - 0.4 \times 0.014)$$

$$Z = 0.23m$$

$$A_t = \frac{8.36 \times 10^{-3}}{0.23 \times 348}$$

$$A_t = 1.04 \text{ cm}^2$$

1. En appuis :**Sens x-x' :**

$$M_{ax}^{\max} = M_{ay}^{\max} = 8.78 \text{ KN.m} \rightarrow \text{même calcul dans le sens y-y'}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{8.78 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.23^2 \times 1} = 0.012$$

$$A = \frac{M_{ax}}{Z \times f_{c28}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.012)})$$

$$\alpha = 0.015$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.23 (1 - 0.4 \times 0.015)$$

$$Z = 0.229 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{8.78 \times 10^{-3}}{0.229 \times 348}$$

$$A_t = 1.10 \text{ cm}^2$$

	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	A_{tcal}(cm²)	A_a cal(cm²)	A_{tadp}(cm²)	A_a adp(cm²)
Sens x-x'	13.16	8.78	1.66	1.10	5 HE 8 = 2.51	4 HE 10 = 3.14
Sens y-y'	8.36	8.78	1.04	1.10	5 HE 8	4 HE 10

Tableau.III.5.3.Ferrailage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y.

III.5.7.Vérification à l'ELU:**a).Vérification de la condition de non fragilité :****1. En appuis :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.78 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \quad \text{condition vérifiée}$$

2. En travée :

$$A_{\min} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.78 \text{ cm}^2 < A_t = 2.51 \quad \text{condition vérifiée}$$

b).Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 27.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{27.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.23} = 0.12 \text{ Mpa}$$

On a une fissuration peu préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.12 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée $\Rightarrow$ pas d'armatures transversales.

c).Vérification des espacements: Dans le cas des charges réparties, fissuration peu préjudiciable on a: (BAEL 91)

- **Armature dans le sens x-x' :**

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \frac{3 \times h}{33 \text{ cm}} S_{tx} \leq \min \left\{ \frac{3 \times 25}{33 \text{ cm}} = 75 \text{ cm} \right. \right.$$

$$S_{tx \min} = 33 \text{ cm} \geq S_{tx} = 20 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Armature dans le sens y-y' :**

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \frac{3 \times h}{45 \text{ cm}} S_{tx} \leq \min \left\{ \frac{3 \times 25}{45 \text{ cm}} = 75 \text{ cm} \right. \right.$$

$$S_{ty \min} = 33 \text{ cm} \geq S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d).Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

ψ_s : coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 0.8 = 12.57 \text{ cm} \quad \tau_{se} = \frac{27.72 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 12.57} = 1.07 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.07 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow$ la condition est vérifiée.

III.5.8.Vérification à l'ELS:

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification sur l'état de l'ouverture des fissures ; la vérification se limite à :

➤ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travées :

$$\frac{b \cdot y}{2} + n(A + A')y - n(Ad + A'd) = 0 \Rightarrow (n=15 \text{ et } A'=0)$$

$$\Rightarrow \frac{100}{2}xy^2 + 15 \times 2.51x y - 15 \times (2.51 \times 23) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 417.86$$

$$\Rightarrow y = 3.80 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d)^2$$

$$I = \frac{100}{3}x(3.80)^3 + 15 \times 2.51 \times (3.80 - 23)^2$$

$$I = 15708.36 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\max}}{I} = \frac{10.44 \times 10^{-3}}{15708.36 \times 10^{-8}} = 66.46 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = yxK = 3.80 \times 10^{-2} \times 66.46$$

$$\sigma_{bc} = 2.53 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\Rightarrow \frac{100}{2}x y^2 + 15 \times 3.14x y - 15 \times (3.14 \times 23) = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.21 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 467.84$$

$$I = \frac{100}{3}x(4.21)^3 + 15 \times 3.14 \times (4.21 - 23)^2$$

$$I = 19116.60 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\max}}{I} = \frac{8.78 \times 10^{-3}}{19116.6 \times 10^{-8}} = 45.93 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = yxK = 4.21 \times 10^{-2} \times 45.93$$

$$\sigma_{bc} = 1.93 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

a).Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa.}$$

En travées :

$$\sigma_s = n \times \frac{M_t^{\max}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{10.44 \times 10^{-3}}{15708.36 \times 10^{-8}} \times (23 - 4.21) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 187.32 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\sigma_s = n \times \frac{M_a^{\max}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{8.78 \times 10^{-3}}{19116.60 \times 10^{-8}} \times (23 - 4.21) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 129.45 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

b).Vérification de la flèche : BAEL B.6.5.1

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire:

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- 3) $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{330} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{C.V}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_{0x}} \Rightarrow \frac{25}{330} = 0.076 \geq \frac{10.44}{10 \times 13.92} = 0.074 \quad \text{C.V}$$

$$3) \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 23} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V}$$

Les conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

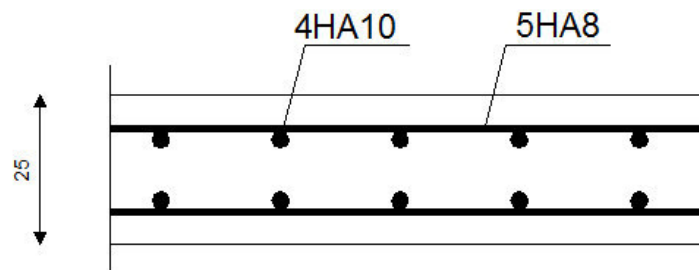


Figure.III.5.2.Ferrailage de la dalle pleine.

III.6. Calcule des escaliers :

Détermination des charges :

Elément	Palier	Paillasse
Charge permanente	$g = 5.29 \text{ KN/m}^2$	$g = 7.36 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$q = 2,50 \text{ KN/m}^2$	$q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Tableau.III.6.1.Tableau des charges.

Combinaisons des charges : ELU : 1.35G+1.5Q
ELS : G+Q

Paillasse : ELU : $Q_{U1} = (1.35 \times 7.36 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.69 \text{ kn/ml}$
 ELS : $Q_{S1} = (7.36 + 2.5) \times 1 = 9.86 \text{ kn/ml}$

Palier : ELU : $Q_{u2} = (1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.89 \text{ kn/ml}$
 ELS : $Q_{s2} = (5.29 + 2.5) \times 1 = 7.79 \text{ kn/m}$

	ELU	ELS
Paillasse	$Q_{U1} = 13.69 \text{ kn/ml}$	$Q_{S1} = 9.86 \text{ kn/ml}$
Palier	$Q_{U2} = 10.89 \text{ kn/ml}$	$Q_{S2} = 7.79 \text{ kn/ml}$

Tableau.III.6.2.Combinaison de charges.

III.6.1. Escalier EC :

Calcul du moment et effort tranchant :
à l'ELU :

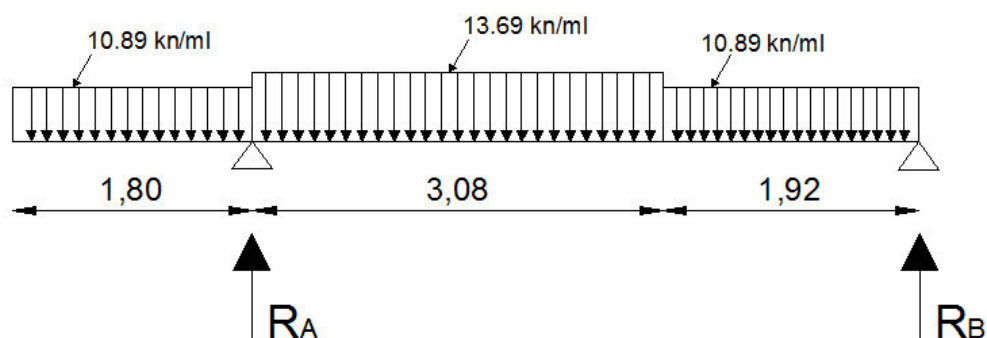


Figure.III.6.1.Schéma statique des escaliers à l'ELU.

Calcul des réactions :

$$R_{Q_{u1}} = 10.89 \times 1.80 = 19.60 \text{ kn}$$

$$R_{Q_{u2}} = 13.69 \times 3.08 = 42.17 \text{ kn}$$

$$R_{Q_{u3}} = 10.89 \times 1.92 = 20.91 \text{ kn}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 82.68 \text{ kn}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_{Q_{u1}} \times 0.9 - R_{Q_{u2}} \times 1.54 - R_{Q_{u3}} \times 4.04 + R_B \times 5 = 0 \rightarrow R_B = 26.36 \text{ kn}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_{Q_{u1}} \times 5.9 + R_{Q_{u2}} \times 3.46 + R_{Q_{u3}} \times 0.96 - R_A \times 5 = 0 \rightarrow R_A = 56.32 \text{ kn}$$

Pour $0 \leq x \leq 1.80$ on a : $V(x) = -10.89 x \rightarrow V(0) = 0 \text{ kn} \rightarrow V(1.8) = -19.60 \text{ kn}$

$$M(x) = -10.89 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(0) = 0 \text{ kn.m} \rightarrow M(1.8) = -17.64 \text{ kn.m}$$

Pour $1.80 \leq x \leq 4.88$ on a : $V(x) = 36.72 - 13.69(x - 1.8) \rightarrow V(1.8) = 36.72 \rightarrow V(4.88) = -5.46 \text{ kn}$

$$M(x) = -13.69 \frac{(x-1.8)^2}{2} + 56.32(x - 1.8) - 19.60(x - 0.9) \rightarrow M(1.8) = -17.64 \text{ kn.m}$$

$$\rightarrow M(4.88) = 30.52 \text{ kn.m}$$

Pour $4.88 \leq x \leq 6.8$ on a : $V(x) = -5.45 - 10.89(x - 4.88) \rightarrow V(4.88) = -5.46 \text{ kn} \rightarrow V(6.8) = -26.36 \text{ kn}$

$$M(x) = -10.89 \frac{(x - 4.88)^2}{2} + 56.32(x - 1.8) - 19.60(x - 0.9) - 42.17(x - 3.34)$$

$$\rightarrow M(4.88) = 30.52 \text{ kn.m} \rightarrow M(6.8) = 0 \text{ kn.m}$$

Calcul de $M_{\max}$: $V(x) = 36.72 - 13.69(x - 1.8)$

Pour $V(x) = 0$ on a $x = 4.48 \text{ m}$ d'où $M(4.48) = 31.61 \text{ kn.m}$

$$V_{\max} = 36.72 \text{ kn}$$

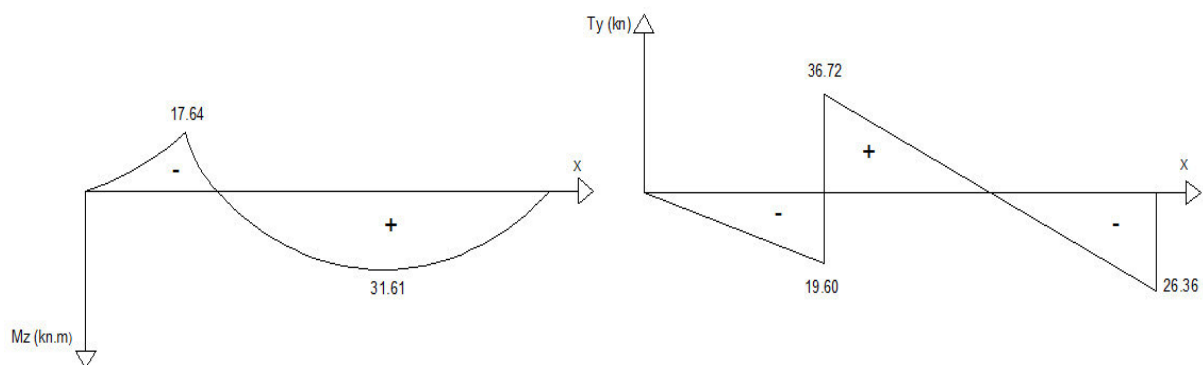


Figure.III.6.2.Diagrammes moment et effort tranchant ELU.

à l'ELS :

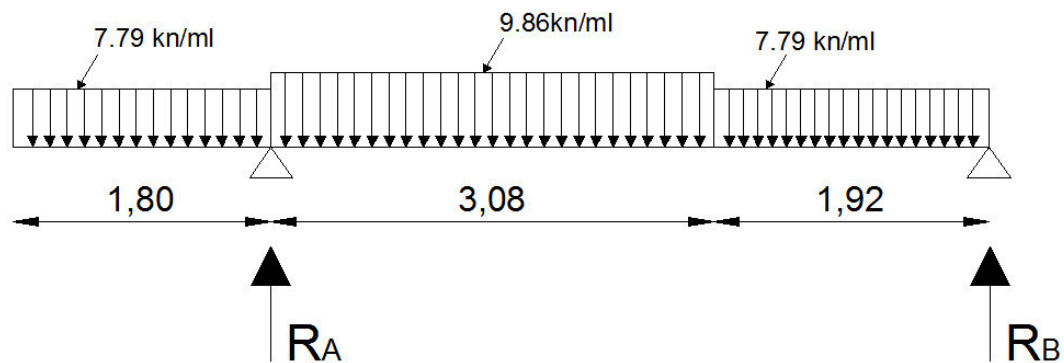


Figure.III.6.3.Schéma statique des escaliers à l'ELS.

Calcul des réactions :

$$R_{Q_{u1}} = 7.79 \times 1.80 = 14.02 \text{ kn}$$

$$R_{Q_{u2}} = 9.86 \times 3.08 = 30.37 \text{ kn}$$

$$R_{Q_{u3}} = 7.79 \times 1.92 = 14.96 \text{ kn}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 59.35 \text{ kn}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_{Q_{u1}} \times 0.9 - R_{Q_{u2}} \times 1.54 - R_{Q_{u3}} \times 4.04 + R_B \times 5 = 0 \rightarrow R_B = 18.69 \text{ kn}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_{Q_{u1}} \times 5.9 + R_{Q_{u2}} \times 3.46 + R_{Q_{u3}} \times 0.96 - R_A \times 5 = 0 \rightarrow R_A = 40.66 \text{ kn}$$

$$M_{\max} = M(4.48) = 22.75 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = 26.41 \text{ kn}$$

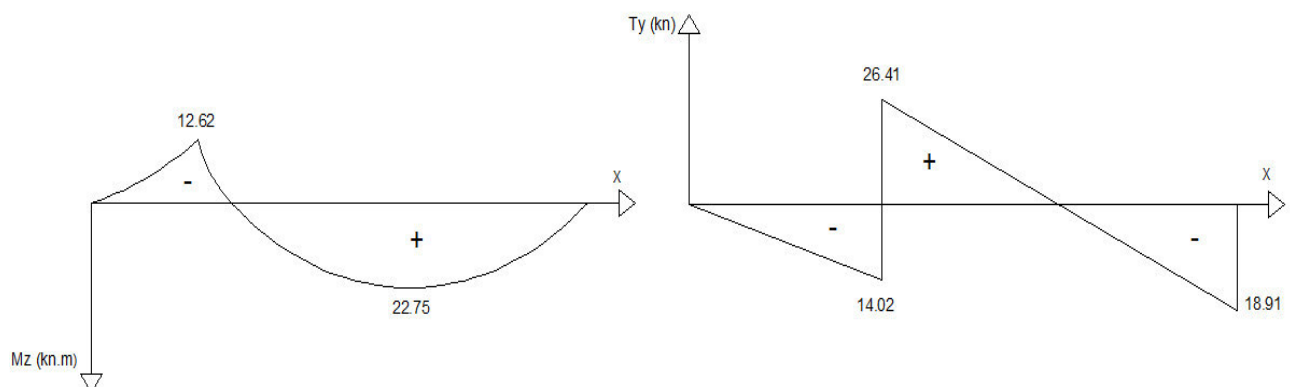


Figure.III.6.4.Diagrammes moment et effort tranchant ELS.

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment en appuis et en travée :

$$\text{ELU : } M_{Ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 31.61 = -9.48 \text{ kn.m}$$

$$M_{Ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 31.61 = 26.87 \text{ kn.m}$$

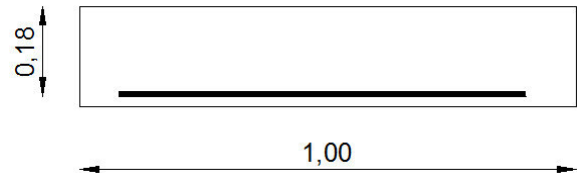
$$\text{ELS : } M_{Sa} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 22.75 = -6.83 \text{ kn.m}$$

$$M_{St} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 22.75 = 19.34 \text{ kn.m}$$

Calcul du ferrailage à l'ELU :

a-Armature longitudinales :

En travée :



$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{26.87 \times 10^{-3}}{1.0.18^2 \cdot 14.2} = 0.058$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{26.87}{19.34} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.058 < 0.275 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 \times 0.058) = 17.37 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{26.87 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.1737 \times 348} = 4.45 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 17 \text{ cm}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.48 \times 10^{-3}}{1.0.18^2 \cdot 14.2} = 0.02$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{9.48}{6.83} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.02 < 0.275 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 \times 0.02) = 17.78 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{9.48 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.1778 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 17 \text{ cm}$$

b- Armatures de répartition:

Diamètre des armatures :

$$\text{Travée : } A_r = A_t/4 = 6.79/4 = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_r = A_a/4 = 4.71/4 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité :

On doit vérifier que $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{En appuis : } A = 4.71 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } A = 6.79 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b-Ecartement des barres : BAEL91 art A.8.2.42

L'écartement des armatures d'une nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\text{Armatures longitudinales : } S_t < \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (45, 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t < \min (4h, 45 \text{ cm}) = \min (60, 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

c- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{F.P.P}$$

$$V_u = T_{\max} = 36.72 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{36.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

1- Influence sur le béton (BAEL91 art 5.1.3.21)

$$V_u \leq 0.4b0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.13 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1080 \text{ kn}$$

$$V_u = 36.72 \text{ kn} < 1080 \text{ kn} \quad \text{C.V}$$

2- Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right] = \frac{1.15 \times 10}{400} \left[36.72 + \frac{9.48}{0.9 \times 0.13} \right] = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > 2.74 \text{ cm}^2$$

e-Vérification de l'adhérence d'appuis : BAEL art A6.13

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{36.72 \times 10^{-1}}{0.9 \times 0.13 \times 18.85} = 1.20 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = \eta \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 1 = 18.85 \text{ cm}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.20 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V} \quad (\text{Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales}).$$

Vérification a l'ELS :

a- Contraintes de compression dans le béton :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Contraintes maximale dans le béton comprimé : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 \quad \text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} \times \eta [A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

$$\frac{by_1^2}{2} + \eta(A + A')y_1 - \eta(Ad + A'd) = 0$$

I : moment d'inertie.

Y_1 : Position de l'axe neutre.

Aux appuis :

$$50y_1^2 + 15(4.71)y_1 - 15(4.71 \times 18) = 0$$

$$50y_1^2 + 70.65y_1 - 1271.7 = 0 \rightarrow y_1 = 4.39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 4.39^3}{3} + [15 \times 4.71(18 - 4.39)^2] = 15906.80 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.83 \times 10^{-3}}{15906.80 \times 10^{-8}} = 42.94 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 42.94 \times 10^{-2} \times 4.39 = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée:

$$50y_1^2 + 15(6.79)y_1 - 15(6.79 \times 18) = 0$$

$$50y_1^2 + 101.85y_1 - 1833.3 = 0 \rightarrow y_1 = 5.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 5.12^3}{3} + [15 \times 6.79(18 - 5.12)^2] = 21370.27 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{19.34 \times 10^{-3}}{21370.27 \times 10^{-8}} = 90.50 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 90.50 \times 10^{-2} \times 5.12 = 4.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

En travée :

$$\sigma_s = 15 \frac{19.34 \times 10^{-3}}{21370.27 \times 10^{-8}} (18 - 4.23) \cdot 10^{-2} = 186.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 186.93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis:

$$\sigma_s = 15 \frac{6.83 \times 10^{-3}}{15906.80 \times 10^{-8}} (18 - 3.64) \cdot 10^{-2} = 92.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 92.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c-Vérification de la flèche:

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{680} = 0.029 < 0.0625 \quad \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.029 < 0.1 \times \frac{19.34}{22.75} = 0.085 \quad \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{6.79}{100 \times 18} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{C.V}$$

Vu que les conditions ne sont pas vérifiées, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \cdot \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 9.86 \text{ kN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 18 = 21833.3 \text{ cm}^3$$

B_0 : Aire de la section homogène.

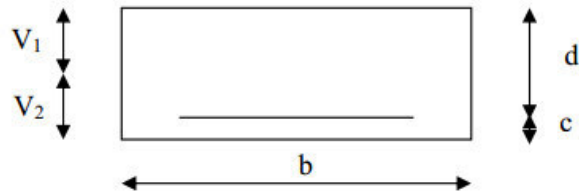
$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 6.79 = 2101.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21833.3}{2101.85} = 10.39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.39 = 9.61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10.39^3 + 9.61^3) + 15 \times 6.79 (9.61 - 2)^2 \rightarrow I = 72869.21 \text{ cm}^4$$



$$D'où : f = \frac{5}{384} \times \frac{9.86 \times 6.8^4}{10818.86 \times 10^3 \times 72869.21 \times 10^{-8}} = 0.035 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{680}{500} = 1.36 \text{ cm.}$$

$$f = 0.035 \text{ cm} < \bar{f} = 1.36 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.2. Etude de la poutre palière :

Le pré-dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{la longueur de la poutre.}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

on prend b = 30 cm

Vérification selon le RPA99V2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

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

La section adoptée est de (b x h) = 30x40 cm²

Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : G = 0.4x0.3x25 = 3 kn/ml

$$Q = 2.5 \text{ kn/ml}$$

Réactions des escaliers :

$$\text{ELU : } R_{au} = 56.32 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } R_{as} = 40.66 \text{ kn/ml}$$

Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R_u = 1.35 \times 3 + 1.5 \times 2.5 + 56.32 = 64.12 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = G + Q + R_s = 3 + 2.5 + 40.66 = 46.16 \text{ kn/ml}$$

Calcul du moment en appuis et en travées :

	$M_t = ql^2/24 \text{ (kn.m)}$	$M_a = ql^2/12$	$T = ql/2 \text{ (kn)}$
ELU	40.63	81.27	125.03
ELS	29.25	58.51	90.01

Tableau.III.6.3.Moment et effort tranchant.

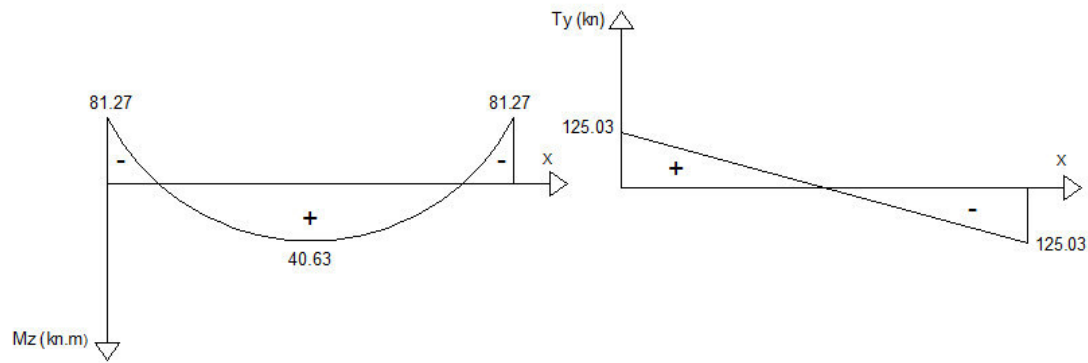


Figure.III.6.5.Diagrammes moment et effort tranchant ELU.

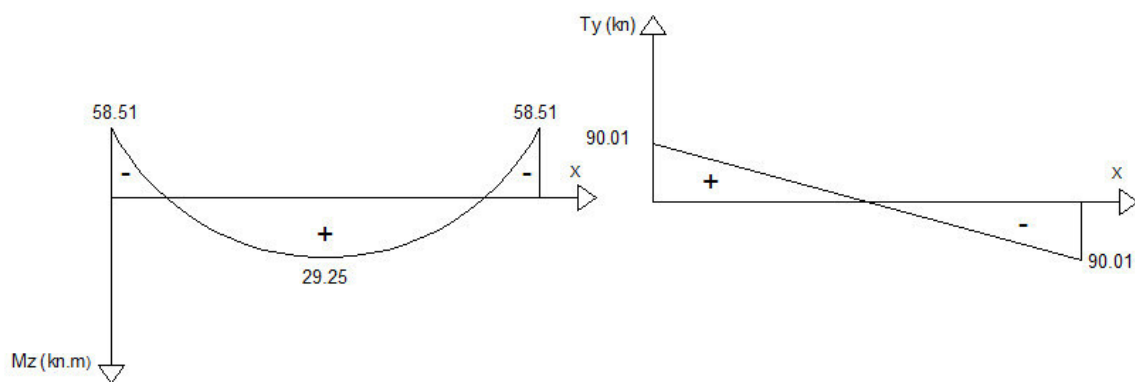


Figure.III.6.6.Diagrammes moment et effort tranchant ELS.

Calcul du ferrailage à l'ELU :

a-Armature longitudinales :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{40.63 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.07$$

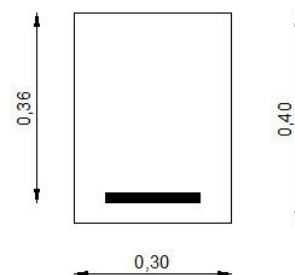
$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{40.63}{29.25} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.07 < 0.296 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0.6 \times 0.07) = 34.49 \text{ cm}$$



$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{40.63 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.3449 \times 348} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Soit 3HA14 = 4.62 cm²

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{81.27 \times 10^{-3}}{0.3036^2 \cdot 14.2} = 0.15$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{81.27}{58.51} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.15 < 0.296 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0.6 \times 0.15) = 32.76 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{81.27 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.3276 \times 348} = 7.12 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14 filantes + 3HA14 Chapeaux avec : 3HA14 = 4.62 cm²

Le RPA exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section.

$$9.23 + 4.62 = 13.85 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0.5 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$13.85 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b- Armatures de répartition:

Diamètre des armatures :

$$\Phi_l \leq \min \begin{cases} \Phi_l \\ \frac{h_t}{35} \\ \frac{b}{10} \end{cases} \rightarrow \Phi_l \leq \min \begin{cases} 14 \text{ mm} \\ \frac{400}{35} = 11.43 \text{ mm} \\ \frac{300}{10} = 30 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \Phi_l \leq 11.43 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_8 = 0.5 \text{ cm}^2$

c-Espacement des barres :

A partir des conditions de CBA 93, les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min (32.4, 40\text{cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

A partir de l'article 7.5.2.2 du RPA99V2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm on prend } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t < \frac{h_t}{2} = 20 \text{ cm on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité :

On doit vérifier que $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{En appuis : } A = 9.23 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } A = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{F.P.P}$$

$$V_u = T_{\max} = 125.03 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{125.03 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Vérification de l'adhérence d'appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{125.03 \times 10^{-1}}{0.9 \times 0.36 \times 13.19} = 2.93 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = \eta \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.19 \text{ cm}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\tau_{se} = 2.93 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$ C.V (Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales).

Vérification a l'ELS :

a-Contraintes de compression dans le béton :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Contraintes maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1$ avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$I = \frac{by_1^3}{3} \times \eta[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

$$\frac{by_1^2}{2} + \eta(A + A')y_1 - \eta(Ad + A'd) = 0$$

I : moment d'inertie.

y_1 : Position de l'axe neutre.

En travée :

$$15y_1^2 + 15(4.62)y_1 - 15(4.62 \times 36) = 0$$

$$15y_1^2 + 69.3y_1 - 2494.8 = 0 \rightarrow y_1 = 10.79 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times 10.79^3}{3} + [15 \times 4.62(36 - 10.79)^2] = 56605.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{29.25 \times 10^{-3}}{56605.37 \times 10^{-8}} = 51.67 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 51.67 \times 10^{-2} \times 10.79 = 5.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Aux appuis:

$$15y_1^2 + 15(9.23)y_1 - 15(9.23 \times 36) = 0$$

$$15y_1^2 + 138.45y_1 - 4984.2 = 0 \rightarrow y_1 = 14.18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times 14.18^3}{3} + [15 \times 9.23(36 - 14.18)^2] = 94429.82 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{58.51 \times 10^{-3}}{94429.82 \times 10^{-8}} = 61.96 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 61.96 \times 10^{-2} \times 14.18 = 8.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.79 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

b-Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

En appuis :

$$\sigma_s = 15 \frac{58.51 \times 10^{-3}}{94429.82 \times 10^{-8}} (36 - 14.18) \cdot 10^{-2} = 202.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 202.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée:

$$\sigma_s = 15 \frac{29.25 \times 10^{-3}}{56605.37 \times 10^{-8}} (36 - 10.79) \cdot 10^{-2} = 195.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 195.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c-Vérification de la flèche:

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.11 > 0.0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.11 > 0.1 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

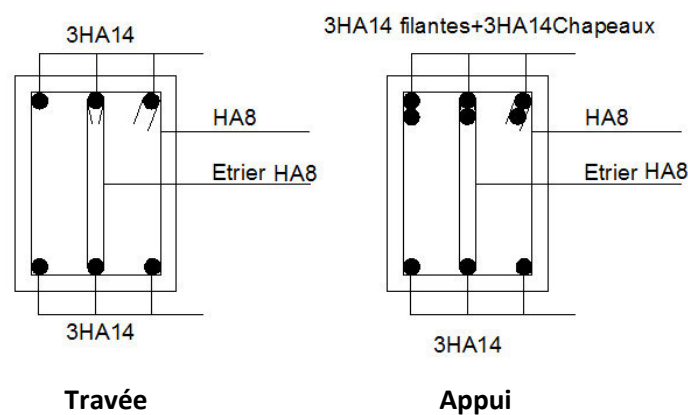


Figure.III.6.7.Schéma du ferrailage de la poutre palière.

III.6.3.Escalier RDC :

Calcul du moment et effort tranchant :
à l'ELU :

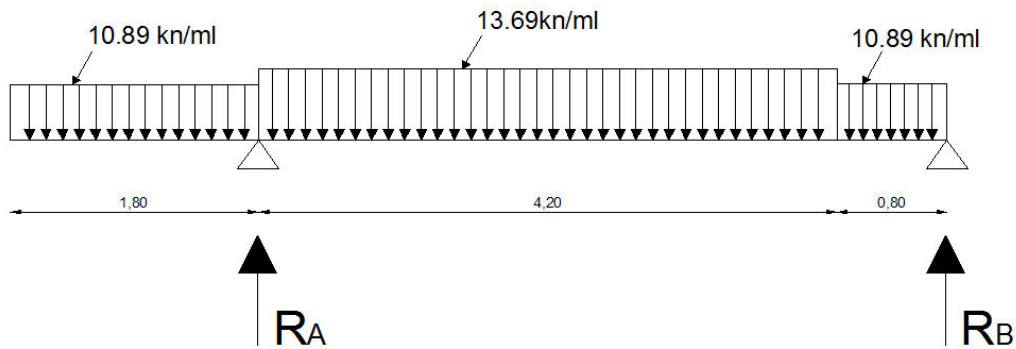


Figure.III.6.8.Schéma statique des escaliers à l'ELU.

Calcul des réactions :

$$R_{Q_{u1}} = 10.89 \times 1.80 = 19.60 \text{ kn}$$

$$R_{Q_{u2}} = 13.69 \times 4.20 = 57.50 \text{ kn}$$

$$R_{Q_{u3}} = 10.89 \times 0.80 = 8.71 \text{ kn}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 85.81 \text{ kn}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_{Q_{u1}} \times 0.9 - R_{Q_{u2}} \times 2.1 - R_{Q_{u3}} \times 4.6 + R_B \times 5 = 0 \rightarrow R_B = 28.64 \text{ kn}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_{Q_{u1}} \times 5.9 + R_{Q_{u2}} \times 2.9 + R_{Q_{u3}} \times 0.4 - R_A \times 5 = 0 \rightarrow R_A = 57.17 \text{ kn}$$

$$M_{\max} = M(4.53) = 33.91 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = 37.57 \text{ kn}$$

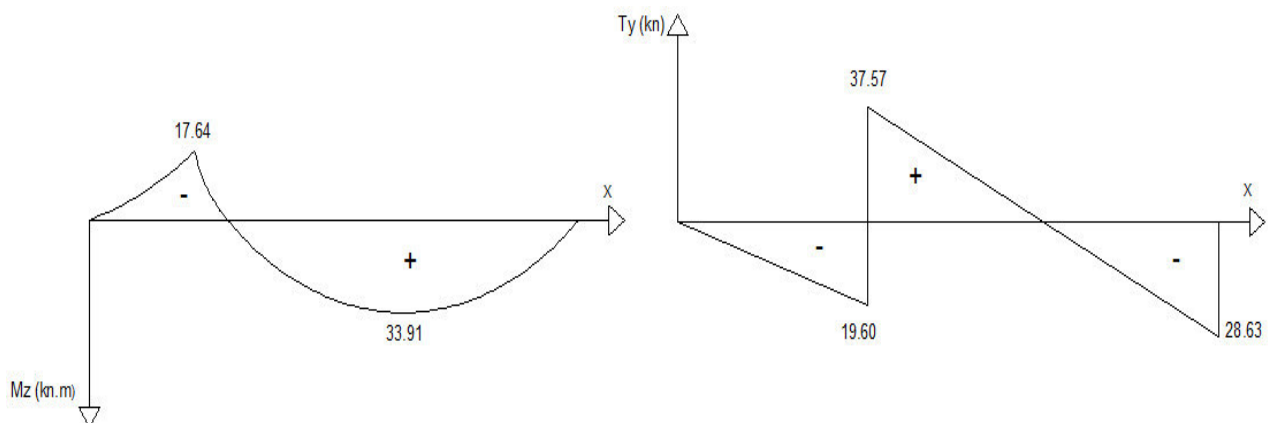


Figure.III.6.9.Diagrammes moment et effort tranchant ELU.

à l'ELS :

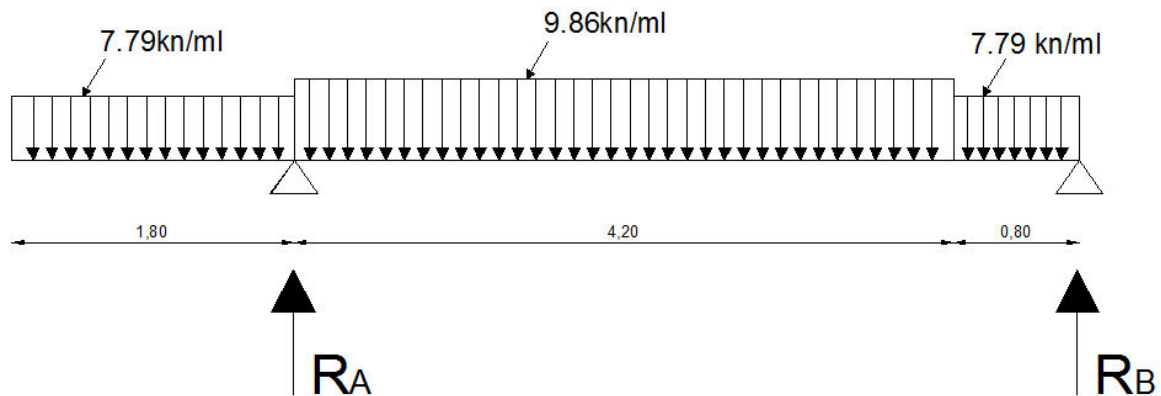


Figure.III.6.10.Schéma statique des escaliers à l'ELS.

Calcul des réactions :

$$R_{Q_{u1}} = 7.79 \times 1.80 = 14.02 \text{ kn}$$

$$R_{Q_{u2}} = 9.86 \times 4.20 = 41.41 \text{ kn}$$

$$R_{Q_{u3}} = 7.79 \times 0.80 = 6.23 \text{ kn}$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 61.66 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_{Q_{u1}} \times 0.9 - R_{Q_{u2}} \times 2.1 - R_{Q_{u3}} \times 4.6 + R_B \times 5 = 0 \rightarrow R_B = 20.60 \text{ kn}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_{Q_{u1}} \times 5.9 + R_{Q_{u2}} \times 2.9 + R_{Q_{u3}} \times 0.4 - R_A \times 5 = 0 \rightarrow R_A = 41.06 \text{ kn}$$

$$M_{\max} = M(4.53) = 24.46 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = 27.04 \text{ kn}$$

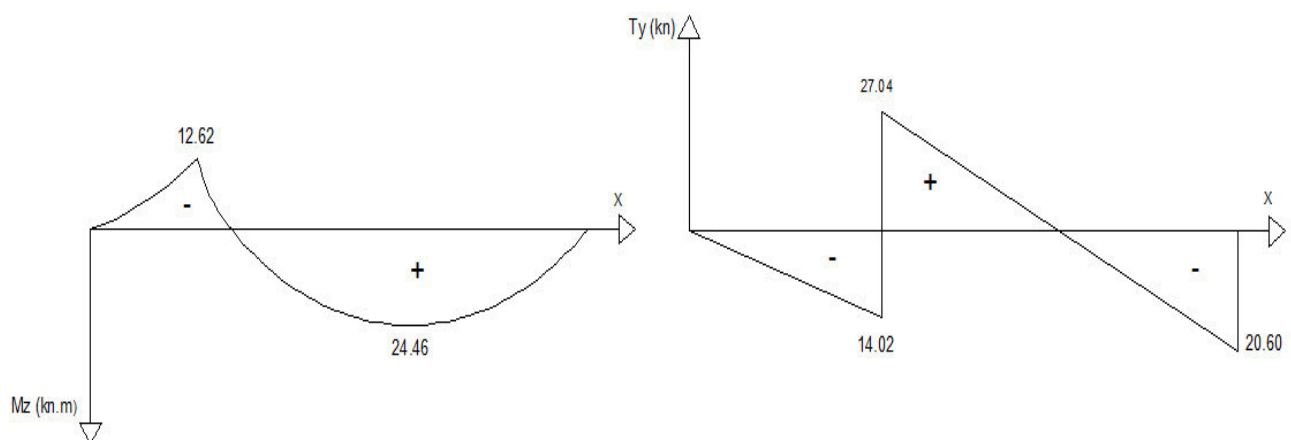


Figure.IV.6.11.Diagrammes moment et effort tranchant ELS.

Le moment en appuis et en travée :

$$\text{ELU : } M_{Ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 33.91 = -10.17 \text{ kn.m}$$

$$M_{Ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 33.91 = 28.82 \text{ kn.m}$$

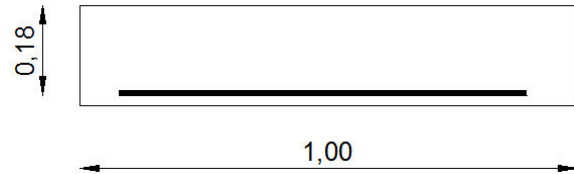
$$\text{ELS : } M_{Sa} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 24.46 = -7.34 \text{ kn.m}$$

$$M_{St} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 24.46 = 20.79 \text{ kn.m}$$

Calcul du ferrailage à l'ELU :

a-Armature longitudinales :

En travée :



$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{28.82 \times 10^{-3}}{1.0 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.063$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{28.82}{20.79} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < 0.275 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 \times 0.063) = 17.32 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{28.82 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.1732 \times 348} = 4.78 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 17 \text{ cm}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.17 \times 10^{-3}}{1.0 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.022$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{10.17}{7.34} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.022 < 0.275 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 \times 0.022) = 17.76 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{10.17 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.1776 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 17 \text{ cm}$$

b- Armatures de répartition:

Diamètre des armatures :

$$\text{Travée : } A_r = A_t/4 = 6.79/4 = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_r = A_a/4 = 4.71/4 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité :

On doit vérifier que $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{En appuis : } A = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } A = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b-Ecartement des barres : BAEL91 art A.8.2.42

L'écartement des armatures d'une nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\text{Armatures longitudinales : } S_t < \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (45, 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t < \min (4h, 45 \text{ cm}) = \min (60, 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

c- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{F.P.P}$$

$$V_u = T_{\max} = 37.57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{37.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

1-Influence sur le béton (BAEL91 art 5.1.3.21)

$$V_u \leq 0.4b0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.18 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1080 \text{ kn}$$

$$V_u = 37.57 \text{ kn} < 1080 \text{ kn} \quad \text{C.V}$$

2-Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right] = \frac{1.15 \times 10}{400} \left[37.57 + \frac{10.17}{0.9 \times 0.18} \right] = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > 2.88 \text{ cm}^2$$

e-Vérification de l'adhérence d'appuis : BAEL art A6.13

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{37.57 \times 10^{-1}}{0.9 \times 0.18 \times 18.85} = 1.23 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = \eta \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 1 = 18.85 \text{ cm}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.23 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V} \quad (\text{Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales}).$$

Vérification a l'ELS :

a- Contraintes de compression dans le béton :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Contraintes maximale dans le béton comprimé : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 \quad \text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} \times \eta [A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

$$\frac{by_1^2}{2} + \eta(A + A')y_1 - \eta(Ad + A'd) = 0$$

I : moment d'inertie.

Y_1 : Position de l'axe neutre.

Aux appuis :

$$50y_1^2 + 15(4.71)y_1 - 15(4.71 \times 18) = 0$$

$$50y_1^2 + 70.65y_1 - 1271.7 = 0 \rightarrow y_1 = 4.39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 4.39^3}{3} + [15 \times 4.71(18 - 4.39)^2] = 15906.80 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7.34 \times 10^{-3}}{15906.80 \times 10^{-8}} = 46.14 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 46.14 \times 10^{-2} \times 4.39 = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

En travée:

$$50y_1^2 + 15(6.79)y_1 - 15(6.79 \times 18) = 0$$

$$50y_1^2 + 101.85y_1 - 1833.3 = 0 \rightarrow y_1 = 5.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 5.12^3}{3} + [15 \times 6.79(18 - 5.12)^2] = 17770.16 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{20.79 \times 10^{-3}}{17770.16 \times 10^{-8}} = 117 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 117 \times 10^{-2} \times 5.12 = 6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

En travée :

$$\sigma_s = 15 \frac{20.79 \times 10^{-3}}{17770.16 \times 10^{-8}} (18 - 5.12) \cdot 10^{-2} = 226.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 226.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis:

$$\sigma_s = 15 \frac{7.34 \times 10^{-3}}{15906.80 \times 10^{-8}} (18 - 4.39) \cdot 10^{-2} = 94.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 94.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche:

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{680} = 0.03 < 0.0625 \quad \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.03 < 0.1 \times \frac{20.76}{24.46} = 0.085 \quad \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{6.79}{100 \times 18} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{C.V}$$

Vu que les conditions ne sont pas vérifiées, on doit calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \cdot \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 9.86 \text{ kN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 18 = 21833.3 \text{ cm}^3$$

B_0 : Aire de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

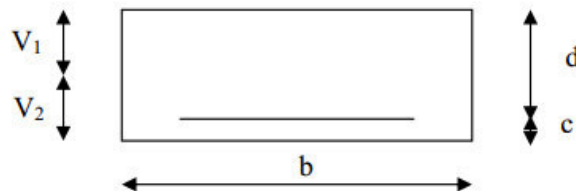
$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 6.79 = 2101.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21833.3}{2101.85} = 10.39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.39 = 9.61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10.39^3 + 9.61^3) + 15 \times 6.79 (9.61 - 2)^2 \rightarrow I = 68936.98 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où : } f = \frac{5}{384} \times \frac{9.86 \times 6.8^4}{10818.86 \times 10^3 \times 68936.98 \times 10^{-8}} = 0.037 \text{ cm}$$



$$\bar{f} = \frac{680}{500} = 1.36 \text{ cm.}$$

$$f = 0.037 \text{ cm} < \bar{f} = 1.36 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

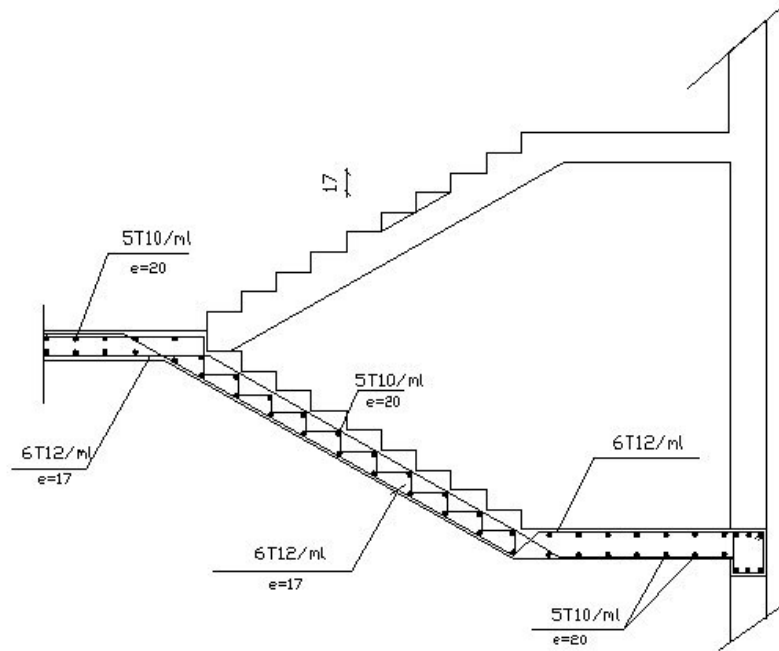


Figure.III.6.12.Schéma de ferrailage des escaliers.

III.6.4.Etudes de la poutre brisée :

Pré-dimensionnement de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm} \text{ on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification selon le RPA99V2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

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

On adopte une section de $(b \times h) = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $0.4 \times 0.3 \times 25 = 3 \text{ kn/ml}$

$$Q = 2.5 \text{ kn/ml}$$

Réactions des escaliers :

ELU : $R_{au} = 57.17 \text{ kn/ml}$

ELS : $R_{as} = 41.06 \text{ kn/ml}$

Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R_u = 1.35 \times 3 + 1.5 \times 2.5 + 57.17 = 64.97 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = G + Q + R_s = 3 + 2.5 + 41.06 = 46.56 \text{ kn/ml}$$

Calcul du moment en appuis et en travées :

	$M_t = ql^2/24 \text{ (kn.m)}$	$M_a = ql^2/12$	$T = ql/2 \text{ (kn)}$
ELU	41.17	82.35	126.69
ELS	29.50	59	90.79

Tableau.III.6.4.Moment et effort tranchant.

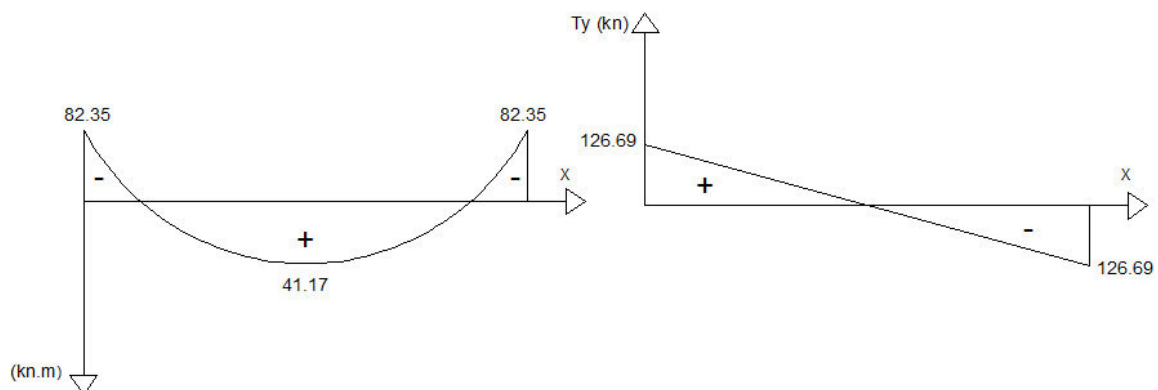


Figure.III.6.13.Diagrammes moment effort tranchant ELU.

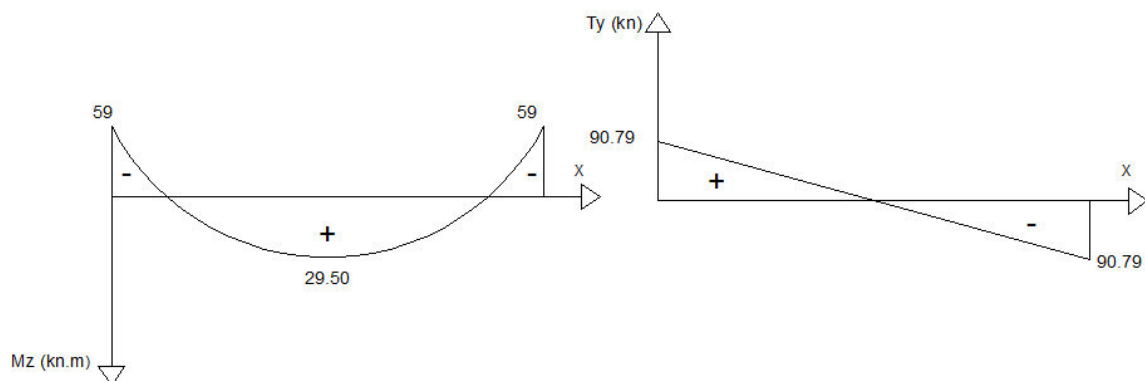


Figure.III.6.14.Diagrammes moment et effort tranchant ELS.

Calcul du ferrailage à l'ELU :

a-Armature longitudinales :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{41.17 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{41.17}{29.50} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.07 < 0.296 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0.6 \times 0.07) = 34.49 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{41.17 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.3449 \times 348} = 3.43 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{82.35 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.149$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{82.35}{59} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

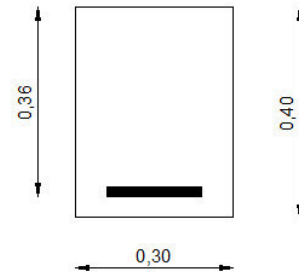
$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.149 < 0.275 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0.6 \times 0.07) = 32.78 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{82.35 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.3278 \times 348} = 7.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}14 \text{ Filantes} + 3\text{HA}14 \text{ Chapeaux} \quad \text{avec : } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$



Le RPA exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section.

$$9.23 + 4.62 = 13.85 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0.5 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$13.85 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b- Armatures de répartition:

Diamètre des armatures :

$$\Phi_l \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\Phi_l}{h_t} \\ \frac{35}{b} \\ \frac{10}{10} \end{array} \right\} \rightarrow \Phi_l \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{14 \text{ mm}}{400} = 11.43 \text{ mm} \\ \frac{35}{300} = 30 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \Phi_l \leq 11.43 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_8 = 0.5 \text{ cm}^2$

c-Espacement des barres :

A partir des conditions de CBA 93, les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (32.4, 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

A partir de l'article 7.5.2.2 du RPA99V2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}, 12\Phi \right) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t < \frac{h_t}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité :

On doit vérifier que $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{En appuis : } A = 9.23 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } A = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 3.33 \text{ MPa} \quad F.P.P$$

$$V_u = T_{\max} = 126.69 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{126.69 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.20 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad C.V$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Vérification de l'adhérence d'appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{126.69 \times 10^{-1}}{0.9 \times 0.36 \times 13.19} = 2.96 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = \eta \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.19 \text{ cm}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\tau_{se} = 2.96 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad C.V \quad (\text{Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales}).$$

Vérification a l'ELS :

a-Contraintes de compression dans le béton :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Contraintes maximale dans le béton comprimé : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 \quad \text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} \times \eta [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

$$\frac{b y_1^2}{2} + \eta (A + A') y_1 - \eta (A d + A' d') = 0$$

I : moment d'inertie.

Y_1 : Position de l'axe neutre.

En travée:

$$15y_1^2 + 15(4.62)y_1 - 15(4.62 \times 36) = 0$$

$$15y_1^2 + 69.3y_1 - 2494.8 = 0 \rightarrow y_1 = 10.79 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times 10.79^3}{3} + [15 \times 4.62(36 - 10.79)^2] = 56605.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{29.50 \times 10^{-3}}{56605.37 \times 10^{-8}} = 52.12 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 52.12 \times 10^{-2} \times 10.79 = 5.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

En appuis:

$$15y_1^2 + 15(9.23)y_1 - 15(9.23 \times 36) = 0$$

$$15y_1^2 + 138.45y_1 - 4984.2 = 0 \rightarrow y_1 = 14.18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times 14.18^3}{3} + [15 \times 9.23(36 - 14.18)^2] = 94429.82 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{74.60 \times 10^{-3}}{94429.82 \times 10^{-8}} = 62.48 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 62.48 \times 10^{-2} \times 14.18 = 8.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

b-Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

En appuis :

$$\sigma_s = 15 \frac{59 \times 10^{-3}}{94429.82 \times 10^{-8}} (36 - 14.18) \cdot 10^{-2} = 204.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 204.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée:

$$\sigma_s = 15 \frac{29.50 \times 10^{-3}}{56605.37 \times 10^{-8}} (36 - 10.79) \cdot 10^{-2} = 197.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 197.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c-Vérification de la flèche:

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.11 > 0.0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.11 > 0.1 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

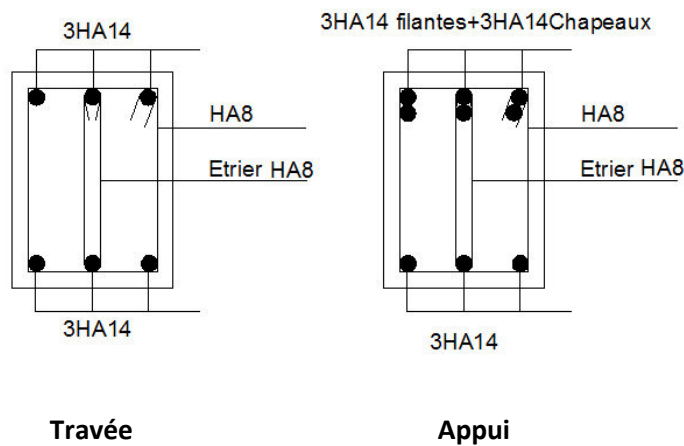
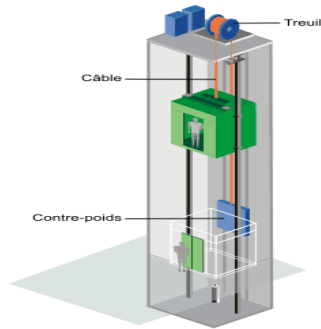


Figure.III.6.15.Ferrailage de la poutre brisée.

III.7. Etude de la dalle salle machine :

Cet immeuble est doté d'un ascenseur de vitesse d'entraînement ($V = 1.6 \text{ m/s}$) dont la surface de cabinet est de 3.41 m^2 (1.95×1.75) pouvant charger huit personnes, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 Tonnes.

**III.7.1. dimensionnement de la dalle :**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

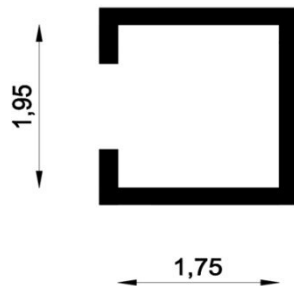


Figure.III.7.1.Cage d'ascenseur.

On a : $l_x = 1.95 \text{ m}$

$l_y = 1.75 \text{ m}$

donc : $S = 1.95 \times 1.75 = 3.41 \text{ m}^2$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{195}{20} = 9.80 \text{ cm} \text{ soit } e = 15 \text{ cm}$$

on a :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.75}{1.95} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour revêtement en béton on a :

$$\begin{cases} U = a + 2h_r + h_o \\ V = b + 2h_r + h_o \end{cases}$$

Avec : h_o : épaisseur de la dalle ($h_o=15$ cm).

h_r : épaisseur du revêtement ($h_r=5$ cm).

D'où :

$a = b = 80$ cm (cote de rectangle dont la charge q est concentrée).

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

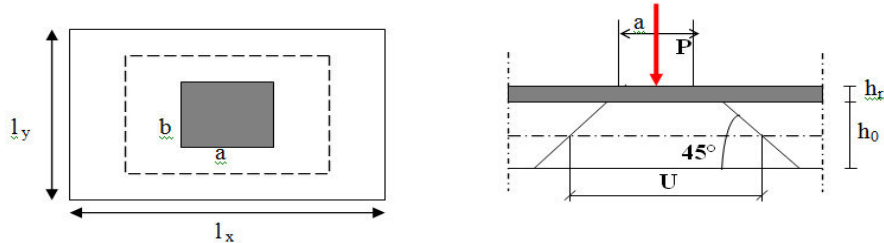


Figure.III.7.2.Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

III.7.2. calcul des sollicitations : La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD.

a).Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_{y1} = (M_1 + \nu M_2) q \text{ Avec : } \nu : \text{Coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 ; M_2 : coefficients déterminer à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{U}{L_y}$ dans les abaques de PIGEAUD

b) Calcul des efforts : A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.90 \\ \frac{u}{l_x} = \frac{1.05}{1.75} = 0.60 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{1.05}{1.95} = 0.54 \end{cases} \text{ D'où : } M_1 = 0.0874 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.070 \text{ (Tableau de PIGEAU)}$$

Système de levage : $P=90$ KN

Les charges	I'ELU	I'ELS
P = 90 KN	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$ $q_u = 1.35 \times 90$ $q_u = 121.5 \text{ KN}$	$q_s = G + Q$ $q_u = 90 \text{ KN}$

Tableau.III.7.1.Les combinaisons de charge pour le système de levage.

	I'ELU($\nu = 0$)	I'ELS ($\nu = 0.2$)
$M_1 = 0.0874$ $M_2 = 0.0706$	$M_{x1} = 0.0874 \times 121.5$ $M_{x1} = 10.62 \text{ KN.m}$ $M_{y1} = 0.0706 \times 121.5$ $M_{y1} = 8.58 \text{ KN.m}$	$M_{x1} = (0.0874 + 0.2 \times 0.0706) \times 90$ $M_{x1} = 9.14 \text{ KN.m}$ $M_{y1} = (0.0706 \times 0.2 \times 0.0874) \times 90$ $M_{y1} = 7.93 \text{ KN.m}$

Tableau.III.7.2.Moment dus au système de levage.

III.7.3.calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

Pour $\alpha = 0.90 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} & \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0578 \\ \mu_y = 0.8503 \end{cases} \end{cases}$

$$G_{\text{revetement}} = 0.02 \times 20 + 0.03 \times 18 = 0.94 \text{ KN/m}^2$$

Les charges	I'ELU	I'ELS
$G = \rho_b \times h_t + G_{\text{revetement}}$ $G = 25 \times 0.15 + 0.94 = 4.69 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1 \text{ KN/m}^2$	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$ $q_u = 1.35 \times 4.69 + 1.5$ $q_u = 7.83 \text{ KN/ml}$	$q_s = G + Q$ $q_s = 4.69 + 1$ $q_s = 5.69 \text{ KN/ml}$

Tableau.III.7.3.Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle.

Les moments	I'ELU ($\nu=0$)	I'ELS ($\nu=0,2$)
$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2$ $M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$	$M_{x2} = 0.0456 \times 7.83 \times 1.95^2$ $M_{x2} = 1.36 \text{ KN.m}$ $M_{y2} = 0.7834 \times 1.36$ $M_{y2} = 1.07 \text{ KN.m}$	$M_{x2} = 0.0578 \times 7.83 \times 1.95^2$ $M_{x2} = 1.72 \text{ KN.m}$ $M_{y2} = 0.8503 \times 1.72$ $M_{y2} = 1.46 \text{ KN.m}$

Tableau.III.7.4.Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle.

Superposition des moments :

Les moments	I'ELU ($v=0$)	I'ELS ($v=0,2$)
$M_x = M_{x1} + M_{x2}$	$M_x = 10.62 + 1.36 = 11.98 \text{ KN.m}$	$M_x = 9.14 + 1.72 = 10.86 \text{ KN.m}$
$M_y = M_{y1} + M_{y2}$	$M_y = 8.58 + 1.07 = 9.65 \text{ KN.m}$	$M_y = 7.93 + 1.42 = 9.35 \text{ KN.m}$

Tableau.III.7.5.Superposition des moments.

a) **Diagrammes des moments:**

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis par (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles.

Zones	Sens	$M_u \text{ (KN.m)}$	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$
Aux appuis	L_x	$-0.5 \times 11.98 = 5.99$	$-0.5 \times 10.86 = 5.43$
	L_y	$-0.5 \times 9.65 = 4.83$	$-0.5 \times 9.35 = 4.68$
En travées	L_x	$0.75 \times 11.98 = 8.99$	$0.75 \times 10.86 = 8.15$
	L_y	$0.75 \times 9.65 = 7.24$	$0.75 \times 9.35 = 7.01$

Tableau.III.7.6.Corrrection des moments selon L_x et L_y

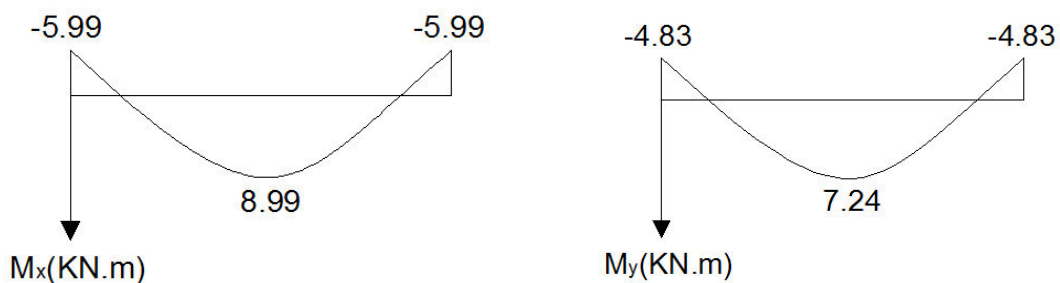


Figure.III.7.3.Diagramme des moments à l'ELU.

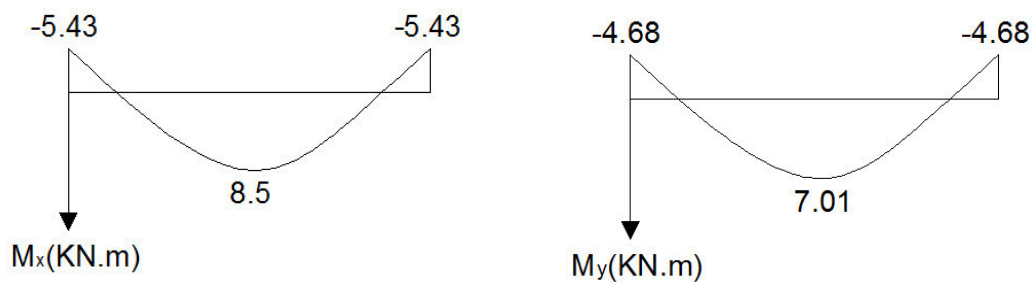


Figure.III.7.4.Diagramme des moments à l'ELS.

III.7.4. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 25cm d'épaisseur à la flexion simple avec : $h=15\text{ cm}$; $b=100\text{cm}$; $d = 15 - 2 = 13\text{ cm}$; $f_{bu}= 14.2\text{ Mpa}$

1. En travée :**Sens x-x' :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{8.99 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.13^2 \times 1} = 0.037$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050) \times 10^{-4} = (3440 \times 1 \times 1.44 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} \mu_{lu} = 0.31$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{Methode simplifiée.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.037)})$$

$$\alpha = 0.047$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.047)$$

$$Z = 0.128\text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{Z \times f_{ed}} \quad \text{avec :} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ Mpa}$$

$$A_t = \frac{8.99 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348}$$

$$A_t = 2.02\text{ cm}^2$$

Sens y-y' :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{7.24 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.13^2 \times 1} = 0.030$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.030)})$$

$$\alpha = 0.038$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.038)$$

$$Z = 0.128\text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{ty}}{Z \times f_{c28}} = \frac{7.24 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348}$$

$$A_t = 1.63\text{ cm}^2$$

2.En appuis :**Sens x-x' :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{5.99 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.13^2 \times 1} = 0.025$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.025)})$$

$$\alpha = 0.032$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.032)$$

$$Z = 0.128 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{5.99 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348}$$

$$A_t = 1.34 \text{ cm}^2$$

Sens y-y' :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{4.83 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.13^2 \times 1} = 0.020$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.020)})$$

$$\alpha = 0.025$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.025)$$

$$Z = 0.129 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{4.83 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} \Rightarrow A_t = 1.08 \text{ cm}^2$$

	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_{t\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{a\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{t\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_{a\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Sens x-x'	8.99	5.99	2.02	1.34	5 HA 10 = 3.93	4 HA 10 = 3.14
Sens y-y'	7.24	4.83	1.63	1.08	5 HA 10	4 HA 10

Tableau.III.7.7.Ferrailage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y.

III.7.5.Vérification à l'ELU:

a).Vérification de la condition de non fragilité :

1. En appuis :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ condition vérifiée}$$

2. En travée :

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 3.93 \text{ condition vérifiée}$$

b).Vérification de la contrainte tangentielle:

Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V = \frac{q}{2a+b} = \frac{90}{2 \times 0.8 + 0.8} = 37.5 \text{ KN} \\ V = \frac{q}{3a} = \frac{90}{3 \times 0.8} = 37.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{37.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.29 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$\tau_u = 0.29 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée $\Rightarrow$ pas d'armatures transversales.

c).Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

ψ_s : coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ acier fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 1 = 15.71 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.5 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 0.1571} = 2.04 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 2.04 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

d).Vérification des espacements:

Dans le cas des charges réparties, fissuration peu préjudiciable on a: (BAEL 91)

• **Armature dans le sens y-y' :**

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \frac{3 \times h}{45 \text{ cm}} \right\} \quad S_{tx} \leq \min \left\{ \frac{3 \times 15}{45 \text{ cm}} = 45 \text{ cm} \right\}$$

$$S_{ty} \min = 45 \text{ cm} \geq S_{ty} = 20 \text{ cm C.V}$$

• **Armature dans le sens x-x' :**

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \frac{3 \times h}{33 \text{ cm}} \right\} \quad S_{tx} \leq \min \left\{ \frac{3 \times 15}{33 \text{ cm}} = 45 \text{ cm} \right\}$$

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU (système de levage).

U_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen de la dalle.

h : Hauteur de la dalle.

$$\begin{cases} N_u = 121.5 \times 10^{-3} \\ U_c = 2(U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.20 \text{ cm} \\ h = 0.15 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow 121.5 \times 10^{-3} \text{ MN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 472.5 \text{ MN} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.7.6.Vérification à l'ELS:

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification sur l'état de l'ouverture des fissures ; la vérification se limite à :

➤ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ Avec } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En appuis :

$$\frac{b \cdot y}{2} + n(A + A')y - n(Ad + A'd) = 0 \Rightarrow (n=15 \text{ et } A'=0)$$

$$\Rightarrow \frac{100}{2}xy^2 + 15 \times 3.14x y - 15 \times (3.14 \times 13) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 353.10$$

$$\Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (3.06)^3 + 15 \times 3.14 \times (3.06 - 13)^2$$

$$I = 5608.74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\max}}{I} = \frac{5.99 \times 10^{-3}}{5608.74 \times 10^{-8}} = 106.80 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = y \times K = 3.06 \times 10^{-2} \times 106.80$$

$$\sigma_{bc} = 3.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$\Rightarrow \frac{100}{2}xy^2 + 15 \times 3.93x y - 15 \times (3.93 \times 13) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 395.91$$

$$\Rightarrow y = 3.37 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (3.37)^3 + 15 \times 3.93 \times (3.37 - 13)^2$$

$$I = 6742.60 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\max}}{I} = \frac{8.99 \times 10^{-3}}{6742.60 \times 10^{-8}} = 133.33 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = y \times K = 3.37 \times 10^{-2} \times 133.33$$

$$\sigma_{bc} = 4.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

a).Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

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

En appuis :

$$\sigma_s = n \times \frac{M_a^{\max}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5.99 \times 10^{-3}}{5608.74 \times 10^{-8}} (13 - 3.06) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 159.24 \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

En travées :

$$\sigma_s = n \times \frac{M_t^{\max}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{8.99 \times 10^{-3}}{6742.60 \times 10^{-8}} \times (13 - 3.37) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 192.60 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

b).Vérification de la flèche : BAEL B.6.5.1

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire:

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- 3) $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

On doit vérifier que :

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{195} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{C.V}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_{0x}} \Rightarrow \frac{15}{195} = 0.077 \geq \frac{8.15}{10 \times 10.86} = 0.074 \quad \text{C.V}$$

$$3) \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.0032 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V}$$

Les conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

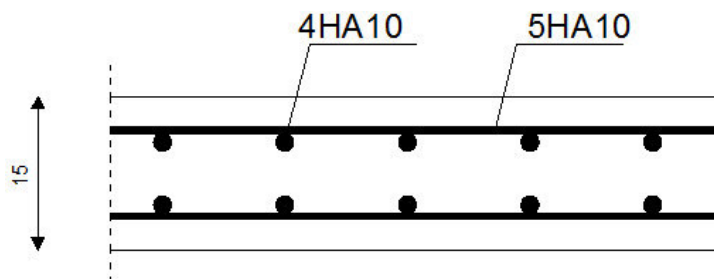


Figure.III.7.5.Ferrailage de la dalle machine.

CHAPITRE IV

Etude sismique

IV.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et leurs biens matériels, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3.Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

IV.3.1.Méthode statique équivalente:**Principe:**

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003. La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : - Groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : -Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
-Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
-Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale:

Principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.3.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

IV.3.4.Choix de la méthode de calcul :

Notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 03groupe d'usage 02.Donc la méthode d'analyse modale spectrale est applicables, d'après le RPA99 modifié 2003.

IV.4.Description de logiciel (ETABS) :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil . Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

IV.5.Vérification du RPA :

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable. D'où la vérification des conditions suivantes est nécessaire :

- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Système de contreventement.
- Résultantes des forces sismiques de calcul.
- Calcul de l'excentricité.
- Le déplacement inter étage sont acceptables.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P-Δ) soit négligé.

IV.5.1.spécification pour les poteaux : (Art7.4.3.I/RPA 99version 2003)

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

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

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{2607.9 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.6 \times 25} = 0.29 < 0.3 \quad \text{pour les poteaux de section } (60 \times 60) \text{ cm}^2.$$

$$V = \frac{2091.4 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.55 \times 25} = 0.28 < 0.3 \quad \text{pour les poteaux de section } (55 \times 55) \text{ cm}^2.$$

$$V = \frac{907.87 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.50 \times 25} = 0.15 < 0.3 \quad \text{pour les poteaux de section } (50 \times 50) \text{ cm}^2.$$

Zone	Section	N(KN)	f_{c28} (MPa)	Nrd(KN)	Vérification
I	60 x 60	2607.9	25	0.29	CV
II	55 x 55	2091.4	25	0.28	CV
III	50 x 50	907.87	25	0.15	CV

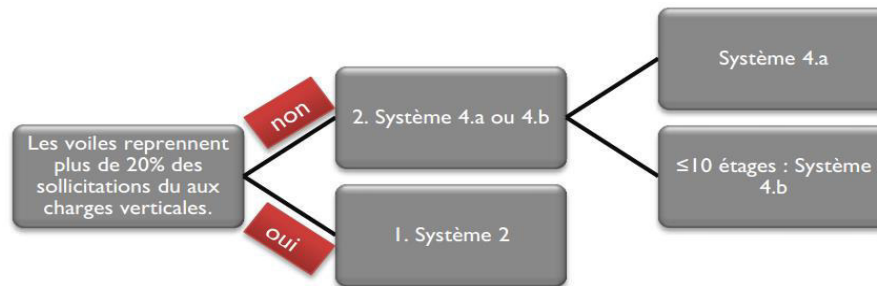
Tableau.IV.1.L'effort normal réduit.

IV.5.2.système de contreventement :(Art3.4/RPA 99V2003)

L'objet du choix du système de contreventement se traduit dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

4. a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

4. b. Système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.**Justification du système de contreventement :**

- Les charges verticales revenantes aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel à l'aide de l'option **Section cut**.

La charge verticale totale : $z_t = 40488.52 \text{ KN}$

La charge verticale reprise par les portiques : $z_p = 15351.321 \text{ KN}$

$$\left(\begin{array}{l} 40488.52 \text{ kn} \rightarrow 100\% \\ 15351.321 \text{ kn} \rightarrow x \end{array} \right) \Rightarrow x = 37.92\%$$

La charge verticale reprise par les voiles : $z_v = 25137.204$

$$\left(\begin{array}{l} 40488.52 \text{ kn} \rightarrow 100\% \\ 25137.204 \text{ kn} \rightarrow x \end{array} \right) \Rightarrow x = 62.08\%$$

- Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option **Section Cut**.

Charges sismiques totales (efforts tranchant a la base) :

Selon x : $T = 4147.57 \text{ KN}$

Selon y : $T = 73.44 \text{ KN}$

Charges sismiques reprise par les portiques :

Selon x : $T = 485.46 \text{ KN} \Rightarrow x = 11.70\%$

Selon y : $T = 10.35 \text{ KN} \Rightarrow x = 14.10\%$

Charges sismiques reprise par les voiles :

Selon x : $T = 3662.50 \text{ KN} \Rightarrow x = 88.30\%$

Selon y : $T = 63.10 \text{ KN} \Rightarrow x = 85.90\%$

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dus aux charges verticales et la totalité des charges sismiques.

IV.5.3.Résultantes des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_{ETABS} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par La méthode statique équivalente V_{RPA} .

V_{ETABS} : Effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{RPA} : Effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{RPA} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

W=34417.07 KN

avec: **W** : le poids total de la structure.

IV.5.3.1.Coefficient d'accélération A:

-Zone(3) D'après la classification sismique de wilaya de Boumerdès (RPA 99)

- Groupe d'usage 2 car sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A=0.25$ (Tableau 4.1 RPA99/V2003).

IV.5.3.2.Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=3.5$

IV.5.3.3.Facteur de qualité Q :

critère q	P_q	
	Obs	N/Obs
Condition minimales sur les files de contreventement	0.00	/
redondance en plan	/	0.05
régularité en plan	/	0.05
régularité en élévation	0.00	/
contrôle de la qualité des matériaux	0.00	/
contrôle de la qualité de l'exécution	0.00	/
Σq	0.10	

Tableau.IV.2.Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i \text{ (Tableau 4.4 : RPA 99V2003)} Q = 1 + 0.10 = 1.10$$

IV.5.3.4. Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure.

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} \left[\frac{3.0}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0S \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7. RPA 99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (siteS3)

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure** : Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T_{RPA} = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 32.15 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) :

$$C_T = 0.05$$

D'où :
$$T_1 = 0.05 \times (32.15)^{3/4} = 0.68 \text{ s}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % : $T_1 = 1.3 \times 0.68 = 0.88 \text{ s} \Rightarrow T = 0.88 \text{ s}$

Le nombre de mode 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 tel que :

La somme des masses modales effectives pour des modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ	Nature
1	0.676	58.836	0.005	2.735	58.836	0.005	2.735	Trans selon x
2	0.589	0.002	62.468	0.018	58.838	62.473	2.753	Trans selon x
3	0.514	3.307	0.017	57.752	62.145	62.490	60.505	Rot selon z
4	0.161	15.969	0.000	0.710	78.114	62.490	61.215	/
5	0.141	0.000	19.316	0.001	78.114	81.806	61.216	/
6	0.115	0.714	0.000	18.004	78.828	81.807	79.220	/
7	0.074	5.673	0.000	0.341	84.501	81.807	79.561	/
8	0.064	0.000	8.284	0.000	84.501	90.091	79.561	/
9	0.052	0.207	0.000	6.833	84.708	90.091	86.394	/
10	0.046	3.133	0.000	0.199	87.841	90.091	86.593	/
11	0.040	0.000	5.186	0.000	87.841	95.277	86.594	/
12	0.034	2.199	0.000	0.046	90.040	95.277	86.640	/
13	0.033	0.071	0.000	4.178	90.110	95.277	90.818	/

Tableau.IV.3.Participation massique.

Période donné par l'ETABS est :

$$T_{\text{etabs}} = 0.676 \text{ s (mode 1)} < T_{\text{RPA}} = 0.88 \text{ s C.V}$$

$$T_{\text{etabs}} = 0.589 \text{ s (mode 2)} < T_{\text{RPA}} = 0.88 \text{ s C.V}$$

La disposition des voiles adoptée :

La disposition des voiles doit satisfaire à plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99version2003.

C'est la raison pour laquelle on a choisi notre disposition, car elle satisfait à toutes les conditions citées au paravent.

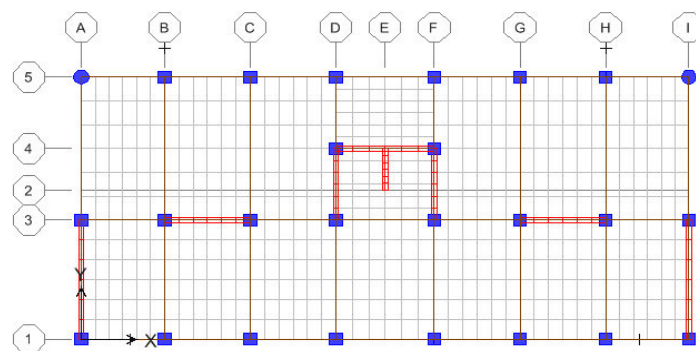


Figure.IV.1.La disposition des voiles.

❖ Facteur de correction d'amortissement "η":

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{..... Formule 4.3 : RPA 99}$$

Où ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ = 10 % pour voiles.

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \Rightarrow \eta = 0.76 > 0.7 \quad \text{C.V}$$

❖ Période T1 et T2 du site considéré :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases} \Rightarrow \text{Site3 ; (Tableau 4.7 : RPA 99V2003)}$$

$$T_2 \leq T = 0.722s \leq 3.0s$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \times (0.5 / 0.722)^{2/3} = 1.49$$

Application numérique :

$$V = \frac{0.25 \times 1.7 \times 1.1}{3.5} \times 34417.07 = 4597.14 \text{ KN}$$

On doit vérifier la condition suivante : $V_{ETABS} > 0.8 V_{RPA}$

$$V_{Xetabs} = 4147.64 \text{ KN} > 0.8 V_{RPA} = 3677.71 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

$$V_{Yetabs} = 4690.95 \text{ KN} > 0.8 V_{RPA} = 3677.71 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Conclusion:

La résultante des forces sismiques à la base V_{ETABS} obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{RPA} .

❖ Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

$$(S_a/g) = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) (2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure.

Sa /g : Accélération spectrale.

g: Accélération de la pesanteur = $9,81\text{m/s}^2$

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

-Zone III: forte sismicité.

- Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

- Site S3 : $T_1= 0,15\text{ s}$ et $T_2=0,5\text{ s}$

- Système de contreventement : $R=3$ (voiles)

- Coefficient d'accélération de la zone $A=0,25$

- Facteur de qualité $Q=1,10$

b. le spectre de réponse :

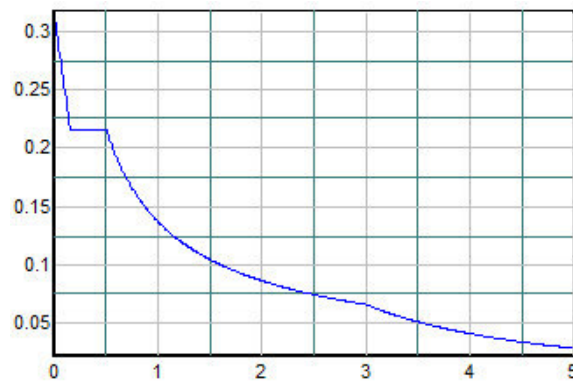


Figure.IV.2.Spectre de réponse.

IV.5.4.Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion. Pour toute structure comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion est égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

Excentricité théorique :

$$e_{xn} = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_{yn} = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment : $e_a = \max \{e_{ax}, e_{ay}\} = \max \{5 \% L_x, 5 \% L_y\}$

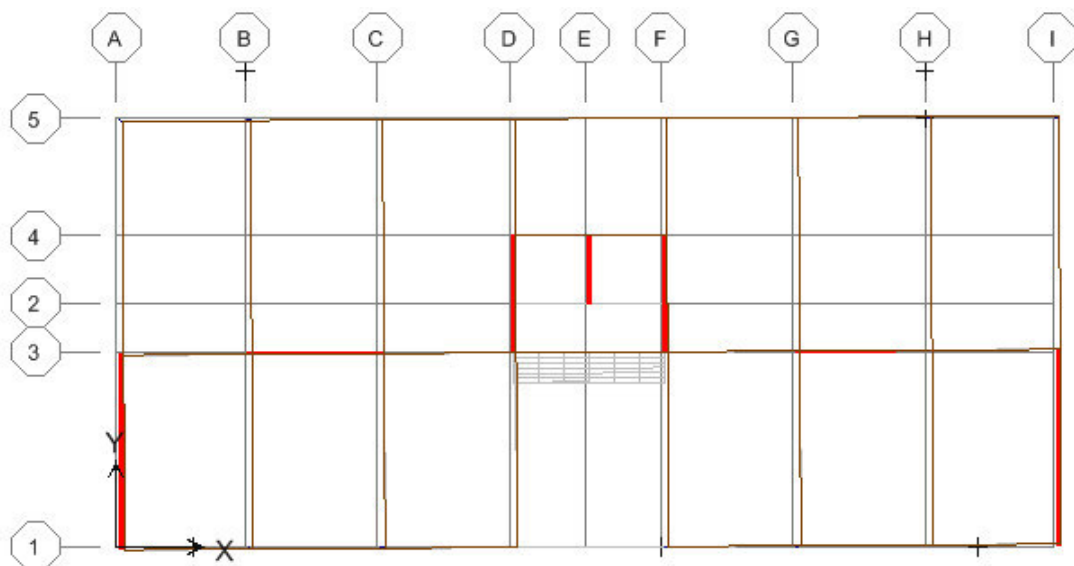
Story	X _{CCM}	Y _{CCM}	X _{CR}	Y _{CR}	ex	ey
ETAGE1	12.052	5.49	12.028	6.133	0.024	-0.643
ETAGE2	12.052	5.475	12.026	6.468	0.026	-0.993
ETAGE3	12.052	5.475	12.022	6.613	0.03	-1.138
ETAGE4	12.052	5.473	12.016	6.678	0.036	-1.205
ETAGE5	12.052	5.472	12.01	6.712	0.042	-1.24
ETAGE6	12.051	5.486	12.002	6.738	0.049	-1.252
TERRASSE	12.05	5.464	11.995	6.781	0.055	-1.317
RDC	12.051	5.338	12.05	4.583	0.001	0.755
MEZZ	12.054	4.187	12.045	5.581	0.009	-1.394

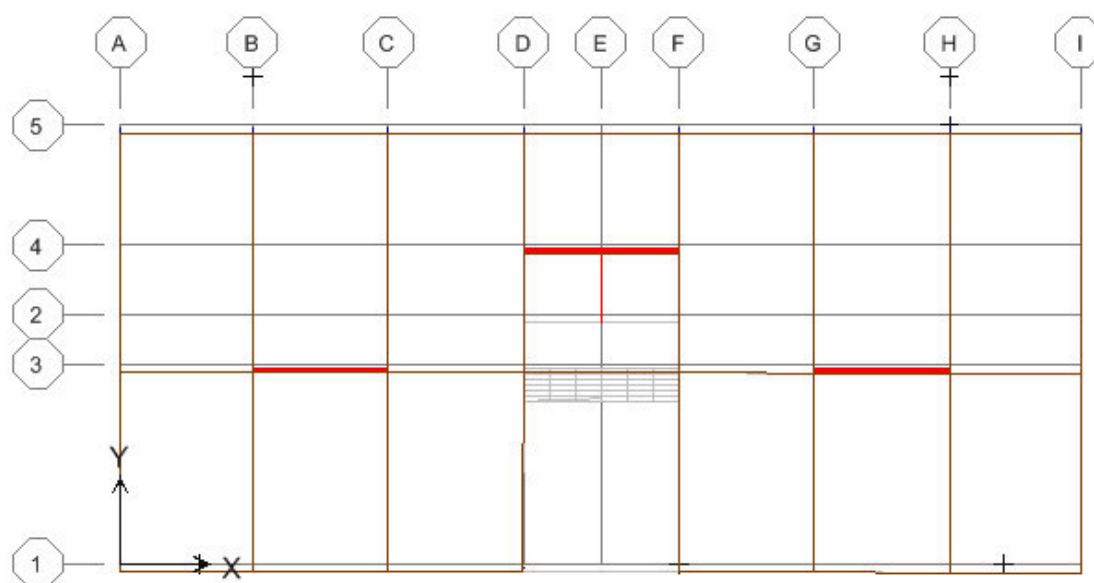
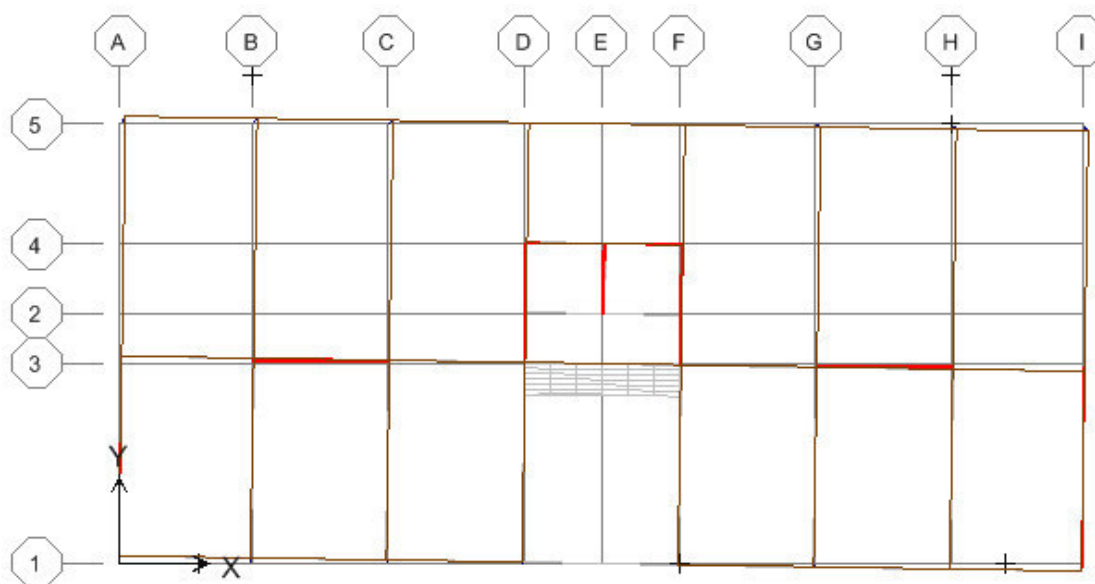
Tableau.IV.4.Centre de masse et centre de rigidité.

Donc :

$$e_x = e_y = \max \left\{ \begin{array}{l} 5 \% L_x \\ 5 \% L_y \end{array} \right\} \Rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 24.1 \times 0.05 = 1.21 \\ 11 \times 0.05 = 0.55 \end{array} \right\}$$

On prend : $e = 1.21\text{m}$.

➤ **Modes de vibrations obtenus :****Premier mode de vibration : Translation suivant X**Figure.IV.3. 1^{er} mode de translation suivant le sens x x de période T=0.676s

Deuxième mode de vibration : Translation suivant yFigure.IV.4. 2^{ème} mode de translation suivant le sens y y de période $T=0.589$ s.**Troisième mode de vibration : Rotation**Figure.IV.5. 3^{ème} mode rotation de période $T=0.514$ s.

IV.5.5. Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage **h**.

Calcul des déplacements :

D'après le **RPA art 4.4.3** le chaque niveau **K** de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement. Le déplacement relatif au niveau **k** par rapport au niveau **K-1** est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

On vérifie : $\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) < \Delta_{k adm} = 1.0\%(h_j)$

SENS XX							
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	$\Delta_{k adm}(m)$	Observation
ETAG6	0.0298	3.5	0.1043	0.0889	0.0154	0.04	<Vérifiée
ETAG6	0.0254	3.5	0.0889	0.07315	0.01575	0.04	<Vérifiée
ETAG5	0.0209	3.5	0.07315	0.0574	0.01575	0.04	<Vérifiée
ETAG4	0.0164	3.5	0.0574	0.04165	0.01575	0.04	<Vérifiée
ETAG3	0.0119	3.5	0.04165	0.0266	0.01505	0.04	<Vérifiée
ETAG2	0.0076	3.5	0.0266	0.014	0.0126	0.04	<Vérifiée
ETAG1	0.004	3.5	0.014	0.0063	0.0077	0.04	<Vérifiée
MEZZ	0.0018	3.5	0.0063	0.00105	0.00525	0.03	<Vérifiée
RDC	0.0003	3.5	0.00105	0	0.00105	0.03	<Vérifiée

Tableau.IV.5.Déplacement inter-étage dans le sens (xx).

SENS YY							
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	$\Delta_{k adm}(m)$	Observation
ETAG6	0.0252	3.5	0.0882	0.0749	0.0133	0.04	<Vérifiée
ETAG6	0.0214	3.5	0.0749	0.06125	0.01365	0.04	<Vérifiée
ETAG5	0.0175	3.5	0.06125	0.0476	0.01365	0.04	<Vérifiée
ETAG4	0.0136	3.5	0.0476	0.03465	0.01295	0.04	<Vérifiée
ETAG3	0.0099	3.5	0.03465	0.0224	0.01225	0.04	<Vérifiée
ETAG2	0.0064	3.5	0.0224	0.01225	0.01015	0.04	<Vérifiée
ETAG1	0.0035	3.5	0.01225	0.00595	0.0063	0.04	<Vérifiée
MEZZ	0.0017	3.5	0.00595	0.00175	0.0042	0.03	<Vérifiée
RDC	0.0005	3.5	0.00175	0	0.00175	0.03	<Vérifiée

Tableau.IV.6.Déplacement inter-étage dans le sens (yy).

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1. (voir art4.4.3 calcul de Δ_k (RPA99)).

h_k : Hauteur d'étage k.

SENS X-X						
Niveau	P _K	V _x	H	Δ _k	θ _x	Observation
TERRASSE	2401.71	926.5	3.74	0.0154	0.0106739	<0.10Vérifiée
ETAGE6	6264.13	1759.97	3.74	0.01575	0.0149887	<0.10Vérifiée
ETAGE5	10279.87	2422.85	3.74	0.01575	0.0178678	<0.10Vérifiée
ETAGE4	14295.61	2963.39	3.74	0.01575	0.0203153	<0.10Vérifiée
ETAGE3	18554.46	3408.78	3.74	0.01505	0.0219035	<0.10Vérifiée
ETAGE2	22813.3	3750.71	3.74	0.0126	0.0204915	<0.10Vérifiée
ETAGE1	27072.14	3981.95	3.74	0.0077	0.0139974	<0.10Vérifiée
MEZZ	29710.52	4067.44	2.89	0.00525	0.0132694	<0.10Vérifiée
RDC	34417.07	4147.64	2.72	0.00105	0.0032033	<0.10Vérifiée

Tableau.IV.7.Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.

SENS Y-Y						
Niveau	P _K	V _y	H	Δ _k	θ _y	Observation
TERRASSE	2401.71	1042.05	3.74	0.0133	0.0081962	<0.10Vérifiée
ETAGE6	6264.13	1956.11	3.74	0.01365	0.0116877	<0.10Vérifiée
ETAGE5	10279.87	2689.6	3.74	0.01365	0.0139496	<0.10Vérifiée
ETAGE4	14295.61	3286.59	3.74	0.01295	0.0150611	<0.10Vérifiée
ETAGE3	18554.46	3773.84	3.74	0.01225	0.0161038	<0.10Vérifiée
ETAGE2	22813.3	4147.89	3.74	0.01015	0.0149264	<0.10Vérifiée
ETAGE1	27072.14	4411.37	3.74	0.0063	0.0103376	<0.10Vérifiée
MEZZ	29710.52	4526.41	2.89	0.0042	0.0095391	<0.10Vérifiée
RDC	34417.07	4690.95	2.72	0.00175	0.0047204	<0.10Vérifiée

Tableau.IV.8.Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.

Conclusion :

Les effets de second ordre peuvent être négligés car la condition $\theta < 0.10$ est vérifiée.

IV.5.7.Vérification de non renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction.

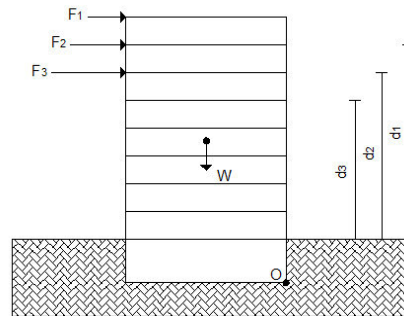
Avec :

Ms : moment stabilisant est égal à :

$$M_{stabilisateur} = M_{w/o} = W \times b$$

Mr : moment de renversement est égal à :

$$M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$



On vérifie:

$$\frac{M_{stabilisateur}}{M_{Renversement}} \geq 1.5$$

sens	W (KN)	b(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms / Mr	Vérification
X X	34417.07	12.05	414725.7	76383.247	5.43	OK
Y Y	34417.07	5.5	189293.9	84669.936	2.24	OK

Tableau.IV.9.Vérification de rapport Ms/Mr.

Conclusion :

On a ($M_s > 1,5 M_r$), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments principaux

V.1.Introduction:

Ce chapitre qui est à venir est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédant.

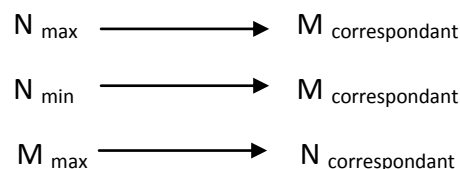
Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations. Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferraillages sont imposées par le BAEL 91, et RPA 99 et CBA de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.2.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les sollicitations sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS. Les efforts que nous avons pris pour le calcul sont les suivants :



V.2.1. Les combinaisons d'actions: Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont:

- Selon BAEL91 : (Situation durable)

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

- Selon RPA : (Situation accidentelle)

$$\left(\frac{G+G+E}{0.8G \pm E} \right) \rightarrow \text{RPAV2003 (art 5.2)}$$

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

- 1- Situation durable.
- 2- Situation accidentelle.

V.2.2.Caractéristiques des matériaux :

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28} (MPa)	25	25
	γ_b	1.5	1.15
	σ_b (MPa)	14.2	21.74
	θ	1	0.85
Acier	f_e (MPa)	400	400
	γ_s	1.15	1
	σ_s (MPa)	348	400

Tableau.V.1.Coefficient de sécurité et caractéristiques des matériaux.

Armatures longitudinales :

Étant donné que la structure comporte trois(03) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

Zone I : S-SOL-RDC-MEZZ : pour les poteaux de section (60x60) cm²

Zone II : 1^{er}-2^{eme}-3^{eme} étage : pour les poteaux de section (55x55) cm²

Zone III : 4^{eme}-5^{eme}-6^{eme} étage : pour les poteaux de section (50x50) cm²

➤ **Recommandation du RPA (V2003.art7.4.2) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,9% de la section du béton en zone III qui veut dire $A_{min} = 0.009(bxh)$.

Leur pourcentage maximal sera de

- 4% de la section de béton en zone courante.
- 6% de la section du béton en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de:

- 50 ϕ en zone III

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 20 cm en zone III Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➤ **Recommandation du BAEL99 :**

Ferrailage minimum d'après le BAEL est :

$$\begin{cases} A_{min} = \max \left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Avec : B est la section du poteau.

➤ **Recommandation du CBA :**

Ferrailage minimum d'après le CBA est :

$$A \geq \frac{0.23f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \quad \text{Avec : } d = 0.9h$$

		BAEL 91		CBA 93	RPA99/2003		
Zone	Section	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) en Zone courante	A _{max} (cm ²) en Zone de recouvrement
I	(60x60)	7.2	180	3.91	32.4	144	216
II	(55x55)	6.05	151.25	3.29	27.23	121	181.5
III	(50x50)	5.00	125	1.29	22.5	100	150

Tableau.V.2.Ferrailage maximal et minimal.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont représentés dans le tableau suivant :

zone	N(KN)		Mcorr (KN.m)		Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	choix des barres
I	Nmax=	2607.9	Mcorr=	131.753	(60x60)	0	32.4	37.70	12T20
	Nmin=	233.94	Mcorr=	98.02		7.45			
	Ncorr=	588.20	Mmax=	192.947		1.53			
II	Nmax=	2091.4	Mcorr=	47.618	(55x55)	0	27.23	28.65	4T20+8 T16
	Nmin=	233.94	Mcorr=	98.01		8.3			
	Ncorr=	1688.9	Mmax=	181.637		0			
III	Nmax=	907.87	Mcorr=	111.165	(50x50)	0	22.5	24.13	12T16
	Nmin=	121.2	Mcorr=	97.768		7.94			
	Ncorr=	866.63	Mmax=	146.883		0			

Tableau.V.3.Sollicitations obtenues par ETABS.

♦ **Armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

➤ **Recommandation du R.P.A :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales. $f_e = 400 \text{ MPa}$

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \rightarrow \lambda_g \text{ (L'élanement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Avec : $l_f = 0.7 \times h_0$

a et b : sont les dimensions de la section du poteau.

t : est l'espacement des armatures transversales

$$\text{zone III : } \begin{cases} t \leq 10\text{cm} & \text{zone nodale} \\ t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_L) & \text{zone courante} \end{cases}$$

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales

• **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot t} \geq \begin{cases} 0,30\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolation} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Exemple de calcul :

Soit le poteau de section (60x60) :

Selon le RPA la condition d'espacement est :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ en zone nodale $\rightarrow$ on adopte un espacement de 10cm.

$S_t \leq \min(30; 30; 20)$ en zone courante $\rightarrow$ on adopte un espacement de 15cm.

a- zone courante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.10}{0.6} = 4.78 < 5 \quad \rightarrow \quad \rho_a = 3.75$$

$$A_{RPA} = \frac{3.75 \times 200.17 \times 10}{0.6 \times 400 \times 10} = 3.12 \text{ cm}^2$$

La section d'armature minimale est : $A_t = 0.36\% . t . b = 2.16 \text{ cm}^2$ car $3 < \lambda_g < 5$

Soit : 4T10 = 3.14 cm²

b- zone nodale :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.10}{0.6} = 4.78 < 5 \quad \rightarrow \quad \rho_a = 3.75$$

$$A_{RPA} = \frac{3.75 \times 200.17 \times 10}{0.6 \times 400 \times 10} = 3.12 \text{ cm}^2$$

La section d'armature minimale est : $A_t = 0.36\% . t . b = 2.16 \text{ cm}^2$ car $3 < \lambda_g < 5$

zone	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	V _u (KN)	Zone	S _t (cm)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _t ^{cal} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Zone I	(60x60)	2.87	4.78	3.75	200.17	N	10	3.12	2.16	4T10	3.14
						C	10	3.12	2.16		
		1.90	3.17	3.75	200.17	N	10	3.12	2.16	4T10	3.14
						C	10	3.12	2.16		
		2.02	3.37	3.75	200.17	N	10	3.12	2.16	4T10	3.14
						C	10	3.12	2.16		
Zone II	(55x55)	2.62	4.76	3.75	180.57	N	10	3.07	2.97	4T10	3.14
						C	10	3.07	2.97		
Zone III	(50x50)	2.62	5.24	2.5	149.92	N	10	1.87	1.5	4T8	2.01
						C	10	1.87	1.5		

Tableau.V.4.Choix des armatures transversales des poteaux.

V.2.3.Vérifications :**a-Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPAart7.4.3.2)**

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 :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04$$

Donc: $\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.88 \text{ MPa}$

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Zone I : $\tau_u = \frac{200.17 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.54} = 0.61 \text{ MPa}$

Zone II : $\tau_u = \frac{180.57 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.50} = 0.66 \text{ MPa}$

Zone III : $\tau_u = \frac{149.92 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.45} = 0.67 \text{ MPa}$

Zone	Section (cm ²)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	$\tau_u < \overline{\tau_{bu}}$
I	(60x60)	0.61	1.88	CV
II	(55x55)	0.66	1.88	CV
III	(50x50)	0.67	1	CV

Tableau.V.5.Vérification des contraintes de cisaillement.

b-vérification de la condition de non fragilité :

On vérifie que : $A_s \geq A_{min}$ avec : $A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

Zone I : $A_{min} = 0.23 \times 60 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ MPa.}$

Zone II : $A_{min} = 0.23 \times 55 \times 49.5 \times \frac{2.1}{400} = 3.28 \text{ MPa.}$

Zone III : $A_{min} = 0.23 \times 50 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 2.72 \text{ MPa.}$

Zone	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_s \geq A_{min}$
I	3.91	37.70	C.V
II	3.28	28.65	C.V
III	2.72	20.36	C.V

Tableau.V.6.Vérification de la condition de non fragilité.

c-Vérification de l'effort normal ultime :

Selon le CBA93 (art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité :

On vérifie :
$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] > N_{max}$$

Avec :

α : coefficient en fonction de l'élancement

B_r : Section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Calcul de α :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Calcul de λ :
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

Vérification au flambement :

La vérification au flambement est faite pour le poteau le plus sollicité.

$N_{max} = 2607.9 \text{ KN}$

$$l_f = 0.7 \cdot l_0 = 0.7 \times 4.10 = 2.87 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Tel que : } \begin{cases} I_{xx} = 0.0108 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 0.0108 \text{ m}^4 \\ A = 0.36 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{pmatrix} i_{xx} = 0.173 \\ i_{yy} = 0.173 \end{pmatrix} \quad \text{donc : } \begin{cases} \lambda_x = 16.59 \\ \lambda_y = 16.59 \end{cases}$$

$$\lambda_x = 16.59 \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{16.59}{35} \right)^2} = 0.81$$

On vérifie que :

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right)} = \frac{2607.9}{0.81 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} \times 10 = 1463.68 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = [(60 - 2)(60 - 2)] = 3364 \text{ cm}^2 = 0.34 \text{ m}^2 > 1463.68 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Calcul de N_{ultm} :

$$N_u = 0.81 \left[\frac{0.34 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.70 \times 10^{-4} \frac{400}{1.15} \right] \cdot 10^3 = 6162.16 \text{ KN}.$$

Zone	sections	λ	α	A (cm ²)	N _u (kn)	N _{max} (kn)	N _u > N _{max}
I	(60x60)	16.59	0.81	37.70	6162.16	2607.9	C.V
II	(55x55)	16.48	0.81	28.65	5007.18	2091.4	C.V
III	(50x50)	18.19	0.81	20.36	4023.62	907.87	C.V

Tableau.V.7.Vérification de l'effort normal ultime.

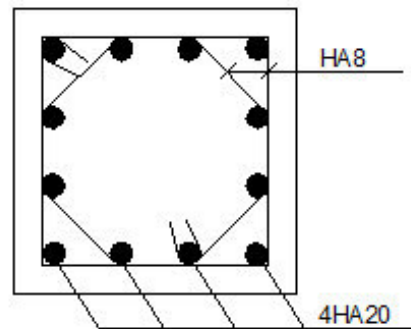
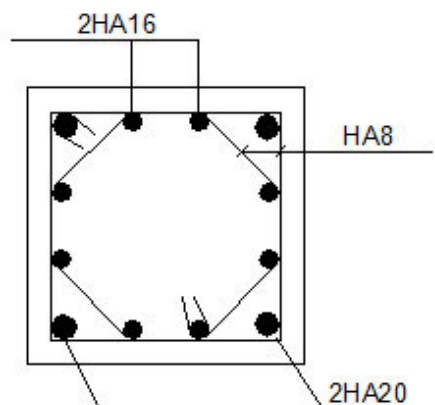
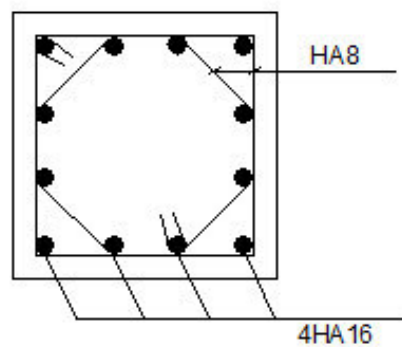
Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable dans les sections des poteaux, on vérifie seulement la contrainte de compression dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable. On a utilisé un logiciel de calcul **SOCOTEC** pour la vérification des contraintes.

Zone	Section (cm ²)	N _{ser} (cm ²)	M _{ser} (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
I	(60x60)	1510.66	73.726	5.48	15	C.V
II	(55x55)	912.02	44.328	4.06	15	C.V
III	(50x50)	95.21	46.527	3.35	15	C.V

Tableau.V.8.Vérification des contraintes.

Figure.V.1.Ferrailage du poteau de section (60x60) cm².Figure.V.2.Ferrailage du poteau de section (55x55) cm²Figure.V.3.Ferrailage du poteau de section (50x50) cm²

V.3.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries par conséquent la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

V.3.1.Recommandation du RPA V2003:

a-Armatures longitudinales : (RPAart7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\%b.h$

- Poutre principale : $A_{\min} = 0.005 \times 0.30 \times 0.45 = 6.75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 0.30 \times 0.35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h$

6% en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h$

➤ En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.

➤ En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.

La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b-Armatures transversales : (RPAart7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right)$ en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.Recommandation du BAEL 91 :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité.

Suivante :
$$A_{lmin} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b) Armatures transversales :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-Diamètre des armatures d'âme : $\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{lmin} \right\}$

-Espacement maximale:

$S_{tmax} \leq \min (0.9d, 40cm, 15\Phi'_{lmin}).$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont présentés dans les tableaux suivants :
On a utilisé le logiciel de calcul **SOCOTEC**, pour le calcul des différentes sections de ferrailage.

a- Sens porteur :

Zone	poutre	M _t (kn.m)	M _{appuis} (kn.m)				A _t (cm ²)	A _{appuis} (cm ²)				A _{RPA} (cm ²)
			M _{sup}		M _{inf}			A _{sup}		A _{inf}		
			ELU	ACC	ELU	ACC		ELU	ACC	ELU	ACC	
I	P ₁	90.45	147.09	169.78	35.64	95.85	5.62	11.36	11.02	2.5	5.97	6.75
	P ₂	48.263	68.581	118.62	4.901	48.774	3.42	4.94	7.48	0.34	2.97	6.75
II	P ₁	53.666	86.926	178.29	18.53	186.76	3.82	6.35	11.63	1.28	11.81	6.75
	P ₂	49.418	74.112	155.24	7.51	68.774	3.51	5.36	9.99	0.52	4.23	6.75
III	P ₁	58.421	98.929	183.41	32.08	171.85	4.17	7.31	12	2.25	11.17	6.75
	P ₂	51.278	80.768	161.643	11.39	70.031	3.64	5.87	10.44	0.79	4.31	6.75

Tableau.V.9.Poutres liées aux voiles sens porteur.

Zone	Poutre	Travée			Appuis			
		Nappe sup	Nappe inf	A _{adopté}	A _{sup}	A _{adopté}	A _{inf}	A _{adopté}
I	P ₁	3T16	3T16	6.03	2x3T16	12.05	3T16	6.03
	P ₂	3T14	3T14	4.62	3T16+3T14	10.65	3T14	4.62
II	P ₁	3T16	3T16	6.03	2x3T16	12.05	2x3T16	12.05
	P ₂	3T14	3T14	4.62	3T16+3T14	10.65	3T14	4.62
III	P ₁	3T16	3T16	6.03	2x3T16	12.05	2x3T16	12.05
	P ₂	3T14	3T14	4.62	3T16+3T14	10.65	3T14	4.62

Tableau.V.10.Ferrailage des poutres porteuses liées aux voiles.

Zone	poutre	M _t (kn.m)	M _{appuis} (kn.m)				A _t (cm ²)	A _{appuis} (cm ²)				A _{RPA} (cm ²)
			M _{sup}		M _{inf}			A _{sup}		A _{inf}		
			ELU	ACC	ELU	ACC		ELU	ACC	ELU	ACC	
I	P ₁	25.506	32.612	26.91	7.57	10.14	2.41	3.11	2.18	0.7	0.81	5.25
	P ₂	16.082	25.59	76.715	2.90	74.52	1.5	2.41	6.51	0.27	6.31	5.25
II	P ₁	23.816	36.91	106.36	14.69	78.29	2.24	3.54	9.13	1.37	6.66	5.25
	P ₂	16.822	26.56	103.96	5.884	102.4	1.57	2.51	8.90	0.54	8.75	5.25
III	P ₁	23.758	30.443	100.049	5.332	69.24	2.24	2.89	8.7	0.49	5.84	5.25
	P ₂	18.85	29.79	106.93	7.79	104.85	1.76	2.83	9.19	0.72	8.99	5.25

Tableau.V.11.Poutres non liées aux voiles sens longitudinale.

Zone	Poutre	Travée			Appuis			
		Nappe sup	Nappe inf	A _{adopté} (cm ²)	A _{sup}	A _{adopté} (cm ²)	A _{inf}	A _{adopté} (cm ²)
I	P ₁	3T14	3T14	4.62	2x3T14	9.23	2x3T14	9.23
	P ₂	3T14	3T14	4.62	2x3T14	9.23	2x3T14	9.23
II	P ₁	3T14	3T14	4.62	2x3T14	9.23	2x3T14	9.23
	P ₂	3T14	3T14	4.62	2x3T14	9.23	2x3T14	9.23
III	P ₁	3T14	3T14	4.62	2x3T14	9.23	2x3T14	9.23
	P ₂	3T14	3T14	4.62	2x3T14	9.23	2x3T14	9.23

Tableau.V.12.Ferrailage des poutres longitudinales non liées aux voiles.

Zone	poutre	M _t (kn.m)	M _{appuis} (kn.m)				A _t (cm ²)	A _{appuis} (cm ²)				A _{RPA} (cm ²)
			M _{sup}		M _{inf}			A _{sup}		A _{inf}		
			ELU	ACC	ELU	ACC		ELU	ACC	ELU	ACC	
I	P ₁	72.93	91.99	98.22	17.40	34.25	5.27	6.75	6.13	1.21	2.07	6.75
	P ₂	81.38	141.13	119.79	28.65	34.084	5.92	10.84	7.56	2	2.06	6.75
II	P ₁	39.81	64.58	112.23	20.62	49.093	2.8	4.64	7.05	1.43	2.99	6.75
	P ₂	58.81	90.62	127.68	7.43	47.874	4.2	6.65	8.09	0.51	2.91	6.75
III	P ₁	44.77	85.74	115.03	25.38	48.85	3.24	6.26	7.24	1.77	2.97	6.75
	P ₂	67.55	107.29	131.68	18.14	45.53	4.86	7.98	8.36	1.26	2.77	6.75

Tableau.V.13.Poutres non liées aux voiles sens porteur.

Zone	Poutre	Travée			Appuis			
		Nappe sup	Nappe inf	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_{sup}	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_{inf}	$A_{adopté}$ (cm ²)
I	P ₁	3T16	3T16	6.03	3T16+3T14	10.64	3T16	6.03
	P ₂	3T16	3T16	6.03	2x3T16	12.06	3T16	6.03
II	P ₁	3T14	3T16	6.03	3T14+3T12	8.01	3T14	4.62
	P ₂	3T14	3T16	6.03	2x3T14	9.23	3T16	6.03
III	P ₁	3T14	3T16	6.03	3T14+3T12	8.01	3T14	4.62
	P ₂	3T14	3T16	6.03	2x3T14	9.23	3T16	6.03

Tableau.V.14.Ferrailage des poutres non liées aux voiles sens porteur.

Zone	poutre	M _t (kn.m)	M _{appuis} (kn.m)				A _t (cm ²)	A _{appuis} (cm ²)				A _{RPA} (cm ²)
			M _{sup}		M _{inf}			A _{sup}		A _{inf}		
			ELU	ACC	ELU	ACC		ELU	ACC	ELU	ACC	
I	P ₁	27.85	27.72	59.021	8.04	57.06	2.59	2.58	4.84	0.73	4.67	5.25
	P ₂	30.03	32.26	76.72	7.50	74.52	2.8	3.02	6.4	0.68	6.2	5.25
II	P ₁	28.91	12.112	82.263	8.92	81.18	2.69	1.1	6.91	0.81	6.80	5.25
	P ₂	39.04	10.334	100.39	5.88	98.20	3	0.94	8.57	0.53	8.36	5.25
III	P ₁	30.023	14.70	82.93	11.25	82.67	2.3	1.34	6.95	1.02	6.93	5.25
	P ₂	40.758	12.62	106.38	7.79	104.85	3.14	1.15	9.13	0.71	8.99	5.25

Tableau.V.15.Poutres liées aux voiles sens longitudinale.

Zone	Poutre	Travée			Appuis			
		Nappe sup	Nappe inf	A _{adopté} (cm ²)	A _{sup}	A _{adopté} (cm ²)	A _{inf}	A _{adopté} (cm ²)
I	P ₁	3T14	3T14	4.62	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01
	P ₂	3T14	3T14	4.62	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01
II	P ₁	3T14	3T14	4.62	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01
	P ₂	3T14	3T14	4.62	2x3T14	9.23	2x3T14	9.23
III	P ₁	3T14	3T14	4.62	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01
	P ₂	3T14	3T14	4.62	2x3T14	9.23	2x3T14	9.23

Tableau.V.16.Ferrailage des poutres liées aux voiles sens longitudinale.

V.3.3. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$.

b: largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

$$St_{\max} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{l \min}).$$

On adopte les espacements suivants :St = 15cm.

Donc:

$$At \geq 0,4 \times 0,3 \times 15 / 400 \quad \Rightarrow \quad At \geq 0,45\text{cm}^2$$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right\} \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right\} = 1,4\text{cm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ **Selon le RPA99/version 2003 :**La section minimale A_t doit vérifier : $At = 0.003 \times S_t \times b$.

L'espacement maximal :

En zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l) = 11.25\text{cm}$.En zone courante: $St \leq h/2 = 22.5\text{cm}$.

On adopte les espacements suivants :

En zone nodale :St = 10cm.

En zone courante :St = 20cm.

On aura alors :

$$At = 0.003 \times St \times b = 0,003 \times 0,2 \times 0,3 = 1.8 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : 4Φ8 :At = 2.01cm²

$$S_t = \min(S_{tRPA}, S_{tBAEL}) \dots \dots \dots S_t = 15 \text{ cm.}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ ».

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm.}$$

$$L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm.}$$

$$L_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm.}$$

V.3.4. Vérifications :

1- Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $d = 0.9h$

b : la largeur de la poutre.

Poutres principales :

$$V_u = 207.66 \text{ kn} \quad M_{\text{corr}} = 147.09 \text{ kn.m}$$

$$\tau_u = \frac{207.66 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405} = 1.71 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Poutres secondaires :

$$V_u = 73.03 \text{ kn} \quad M_{\text{corr}} = 32.253 \text{ kn.m}$$

$$\tau_u = \frac{73.03 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315} = 0.77 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

2- Vérification des armatures longitudinales inférieures vis à vis de l'effort tranchant :

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_{u\max}}{b_0 \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u\max} \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec : $a = b - c_t - 2 \text{ cm}$

a : la longueur d'ancrage.

$$c_t = \max \left\{ \begin{array}{l} c \\ \Phi \\ 1 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow c_t = 3 \text{ cm.}$$

$$a = 30 - 3 - 2 = 25 \text{ cm}$$

Poutres principales :

$$V_{umax} = 207.66 \text{ kn} < 500.63 \text{ kn}$$

Poutres secondaires :

$$V_{umax} = 73.03 \text{ kn} < 500.63 \text{ kn}$$

3- Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Poutres principales :

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{207.66 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.405 \times 28.26 \times 10^{-2}} = 2.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Poutres secondaires :

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{73.03 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.315 \times 24.49 \times 10^{-2}} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.05 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Vérifications à l'ELS :

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit :

♦ Calcul de position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad + A'd) = 0$$

♦ Calcul du moment d'inertie :

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

Avec :

A_s : Section d'armature tendue.

A'_s : Section d'armature comprimée.

$n=15$ (coefficient d'équivalence)

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Contraintes maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y$ avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

D'où : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$

Les résultats de calcul sont indiqués dans les tableaux suivants :

Zone	Poutre	Zone de vérification	Mser (KN.m)	Asup (cm ²)	Ainf (cm ²)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
I	P ₁	Appuis	92.3	12.05	6.03	0.10	8.41	15	C.V
		Travée	89.68	6.03	6.03	0.12	9.75	15	C.V
	P ₂	Appuis	50.26	10.65	4.62	0.09	5.24	15	C.V
		Travée	35.33	4.62	4.62	0.11	4.41	15	C.V
II	P ₁	Appuis	62.91	12.05	12.05	0.14	4.67	15	C.V
		Travée	38.10	6.03	6.03	0.12	4.14	15	C.V
	P ₂	Appuis	54.25	10.65	4.62	0.09	5.66	15	C.V
		Travée	35.92	4.62	4.62	0.11	4.49	15	C.V
III	P ₁	Appuis	68.99	12.05	12.05	0.14	5.12	15	C.V
		Travée	40.93	6.03	6.03	0.12	4.45	15	C.V
	P ₂	Appuis	56.81	10.65	4.62	0.09	5.92	15	C.V
		Travée	36.50	4.62	4.62	0.11	4.56	15	C.V

Tableau.V.17.Poutres liées aux voiles sens porteur.

Zone	Poutre	Zone de vérification	Mser (KN.m)	Asup (cm ²)	Ainf (cm ²)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
I	P ₁	Appuis	19.84	8.01	8.01	0.11	2.83	15	C.V
		Travée	19.89	4.62	4.62	0.09	3.82	15	C.V
	P ₂	Appuis	23.06	8.01	8.01	0.11	3.29	15	C.V
		Travée	21.45	4.62	4.62	0.09	4.12	15	C.V
II	P ₁	Appuis	8.86	8.01	8.01	0.11	1.27	15	C.V
		Travée	3.59	4.62	4.62	0.09	0.69	15	C.V
	P ₂	Appuis	7.46	9.23	9.23	0.11	0.98	15	C.V
		Travée	2.74	4.62	4.62	0.09	0.53	15	C.V
III	P ₁	Appuis	10.45	8.01	8.01	0.11	1.49	15	C.V
		Travée	4.26	4.62	4.62	0.09	0.82	15	C.V
	P ₂	Appuis	8.64	9.23	9.23	0.11	1.14	15	C.V
		Travée	3.19	4.62	4.62	0.09	0.61	15	C.V

Tableau.V.18.Poutres liées aux voiles sens longitudinale.

Zone	Poutre	Zone de vérification	Mser (KN.m)	Asup (cm ²)	Ainf (cm ²)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
I	P ₁	Appuis	65.69	10.64	6.03	0.10	6.25	15	C.V
		Travée	52.11	6.03	6.03	0.12	5.67	15	C.V
	P ₂	Appuis	92.04	12.06	6.03	0.10	8.44	15	C.V
		Travée	81.26	6.03	6.03	0.12	8.83	15	C.V
II	P ₁	Appuis	46.71	8.01	4.62	0.10	5.24	15	C.V
		Travée	28.85	4.62	6.03	0.12	3.28	15	C.V
	P ₂	Appuis	65.87	9.23	6.03	0.11	6.51	15	C.V
		Travée	42.47	4.62	6.03	0.12	4.83	15	C.V
III	P ₁	Appuis	57.63	8.01	4.62	0.10	6.47	15	C.V
		Travée	32.52	4.62	6.03	0.12	3.70	15	C.V
	P ₂	Appuis	74.36	9.23	6.03	0.11	7.35	15	C.V
		Travée	48.09	4.62	6.03	0.12	5.47	15	C.V

Tableau.V.19.Poutres non liées aux voiles sens porteur.

Zone	Poutre	Zone de vérification	Mser (KN.m)	Asup (cm ²)	Ainf (cm ²)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
I	P ₁	Appuis	23.32	9.23	9.23	0.11	3.08	15	C.V
		Travée	18.24	4.62	4.62	0.09	3.65	15	C.V
	P ₂	Appuis	18.55	9.23	9.23	0.11	2.45	15	C.V
		Travée	11.63	4.62	4.62	0.09	2.33	15	C.V
II	P ₁	Appuis	14.24	9.23	9.23	0.11	1.88	15	C.V
		Travée	17.05	4.62	4.62	0.09	3.42	15	C.V
	P ₂	Appuis	19.27	9.23	9.23	0.11	2.54	15	C.V
		Travée	12.15	4.62	4.62	0.09	2.43	15	C.V
III	P ₁	Appuis	14.91	9.23	9.23	0.11	1.97	15	C.V
		Travée	16.88	4.62	4.62	0.09	3.38	15	C.V
	P ₂	Appuis	20.69	9.23	9.23	0.11	2.73	15	C.V
		Travée	13.01	4.62	4.62	0.09	2.61	15	C.V

Tableau.V.20.Poutres non liées aux voiles sens longitudinale.

Vérification de la flèche :

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} 1- \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ 2- \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ 3- \frac{A_s}{b.d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

L : Portée de la travée entre nus d'appuis.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

M_0 : Moment statique.

A_s : Section d'armature tendue.

Poutres principales :

$$\begin{aligned} 1- \frac{0.45}{6} &= 0.075 > \frac{1}{16} = 0.063 && \text{C.V} \\ 2- 0.063 &> \frac{81.26}{10 \times 215.42} = 0.038 && \text{C.V} \\ 3- \frac{12.05 \times 10^{-4}}{0.3 \times (0.45 \times 0.9)} &= 0.009 < 0.0105 && \text{C.V} \end{aligned}$$

Poutres secondaires :

$$\begin{aligned} 1- \frac{0.35}{3.9} &= 0.089 > \frac{1}{16} = 0.063 && \text{C.V} \\ 2- 0.063 &> \frac{21.45}{10 \times 111.90} = 0.019 && \text{C.V} \\ 3- \frac{9.23 \times 10^{-4}}{0.3 \times (0.35 \times 0.9)} &= 0.009 < 0.0105 && \text{C.V} \end{aligned}$$

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

V.4.Ferraillages des voiles:**V.4.1.Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (L).

V.4.2.les combinaison d'action :

Les combinaisons à considérer sont :

- 1- $G + Q \pm E$
- 2 - $0.8G \pm E$

V.4.3.Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{MV'}{I} \quad \text{Avec :}$$

B : section de béton.

N : effort normal appliqué.

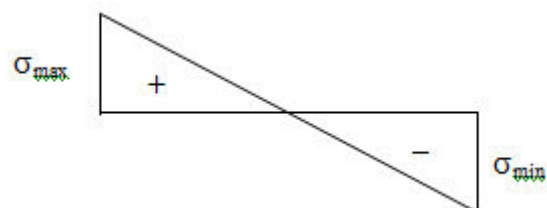
M : Moment fléchissant appliqué.

V et V' : bras de levier du voile ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$).

Suivant la position de l'axe neutre et l'effort qui lui sont appliqués la section peut être :

♦ Section entièrement tendue (S.E.T) :

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

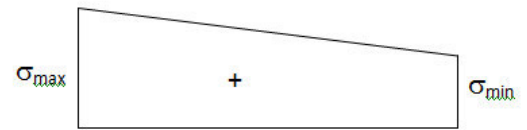


$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{min} + \sigma_{max})}{2} \right] \cdot L_t \cdot e$$

♦ **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

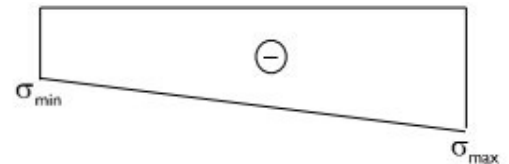
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{min} + \sigma_{max})}{2} \right] \cdot L_t \cdot e$$



♦ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{min} + \sigma_{max})}{2} \right] \cdot L_c \cdot e$$



V.4.4.Détermination des armatures :

V.4.4.1.Armatures verticales :

❖ **Recommandations de RPA 99 (art A-7-7-4-1) :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armateurs verticaux sur toute la zone tendue est de 0,2%.
($A_{min} \geq 0.2 \% \cdot B$)
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- La section totale d'armateur verticale de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontal du béton tendue.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

V.4.4.2.Armatures horizontales :

❖ **Recommandations de RPA 99 :**

$$A_H \geq 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10 ϕ

❖ **Recommandations de (BAEL91) :**

$$A_H \geq A_v / 4$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

V.4.4.3.Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à $4\phi 10$. Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

V.4.4.4.Armatures transversales :

Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action des aciers verticaux sous l'action de compression. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

❖ **Règles communes entre les armatures verticales et horizontales (art A7-7-4-RPA99) :**
Armatures minimale :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B.
- En zone courante égale à 0.10% B.

Diamètre minimum:

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm})$.

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement est égale à :

40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

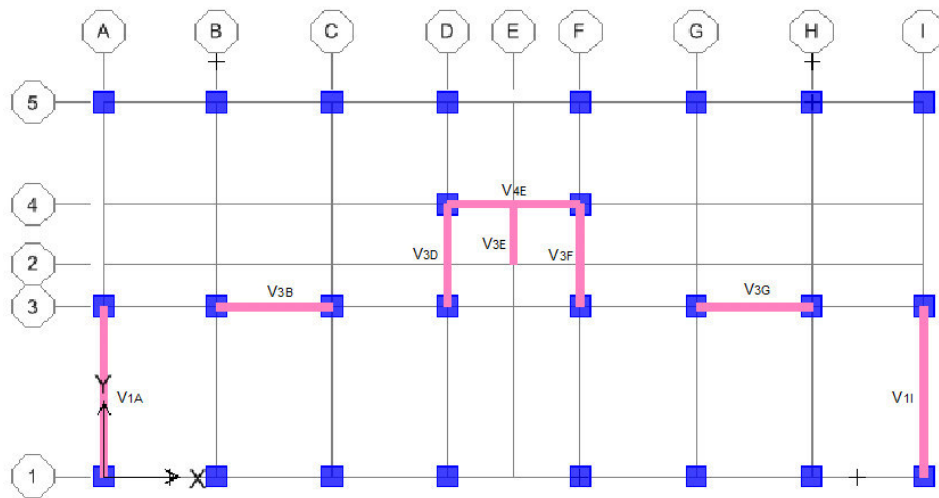
V.4.5. Identification des voiles :

Figure.V.4.Disposition des voiles dans les étages courants.

Exemple de calcul : (Ferrailage du voile V3D)

Caractéristiques géométriques : $L = 3.60m$ $B = 1.20m^2$ $I = 1.87m^4$

Sollicitations : $N_{max} = 366.69 \text{ KN}$ $M = 1243.991 \text{ KN.m}$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = 1502.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{MV'}{I} = -891.85 \text{ KN/m}^2$$

Section est partiellement comprimée :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1.34m$$

Calcul de la sollicitation équivalente :

$$N_t = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = 119.51 \text{ KN.}$$

Détermination des armatures :

$$A_s = \frac{N_t}{f_e} = \frac{119.51 \times 10^{-3}}{400} = 2.99 \times 10^{-4} m^2 = 2.99 cm^2$$

Section minimale d'armature verticale :

- Selon RPA :

$$A_{min} = 0.2\% L_t \times e = 0.002 \times 1.34 \times 0.2 = 5.36 \times 10^{-4} m^2 = 5.36 cm^2$$

$A_v \max (A_s, A_{\min}) = 5.36 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On adopte 34T10 (zone courante) avec 8T12 (zone d'about).

Ferrailage des Voiles V_1 (L=3.40m) :

Zone		I	II	III
Effort normal	N (kn)	1152.84	1483	186.37
Moment de flexion	M (kn.m)	2341.513	1601.978	254.43
Epaisseur du voile	e (m)	0.20	0.20	0.20
Longueur du voile	L (m)	4.00	3.95	3.90
section du voile	A (m ²)	1.28	1.18	1.08
inertie du voile	I (m ⁴)	2.08	2.15	1.87
Bras de levier	V (m)	2.00	1.975	1.95
Résultats				
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	2796	214.80	437.87
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-995.92	-2728.36	-92.74
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	1.05	3.66	0.68
Longueur de la zone comprimée	L_c (m)	2.95	0.34	3.22
Effort de traction	N_t (kn)	104.57	998.58	6.03
Section d'armature	A_s (cm ²)	2.62	2.5	0.15
Section min R.P.A $A_{\min} = 0.2\% \cdot L_t \cdot e$		4.20	1.09	2.74
La longueur tendue	Zone courante	10T10	34T10	8T10
	Zone d'about	4T10	6T10	4T10
Le long du voile	Zone courante	38T10	32T10	38T10
	Zone d'about	8T10	12T10	8T10
$A_{\text{adoptée}}$		36.13	34.56	36.13
Espacement S_t	Zone courante	20	20	20
	Zone d'about	10	10	10
A_H		12T10	11T10	12T10

Tableau.V.21.Ferrailage des voiles V_{1B} , V_{1C} , V_{1F} , V_{1G} , V_{5B} , V_{5C} , V_{5F} , V_{5G}

Ferrailage des Voiles V_2 (L=3m) :

Zone		I	II	III
Effort normal	N (kn)	366.69	361.07	188.67
Moment de flexion	M (kn.m)	1243.991	951.01	166.387
Epaisseur du voile	e (m)	0.20	0.20	0.20
Longueur du voile	L (m)	3.60	3.55	3.50
section du voile	A (m ²)	1.20	1.095	1.00
inertie du voile	I (m ⁴)	1.87	1.62	1.40
Bras de levier	V (m)	1.80	1.775	1.75
Résultats				
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	1502.99	329.74	19.31
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-891.85	-712.25	-396.65
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	1.34	2.43	3.33
Longueur de la zone comprimée	L_c (m)	2.26	1.12	0.17
Effort de traction	N_t (kn)	119.51	173.075	132.09
Section d'armature	A_s (cm ²)	2.99	4.33	3.30
Section min R.P.A $A_{\min} = 0.2\% \cdot L_t \cdot e$		5.36	9.72	1.33
La longueur tendue	Zone courante	14T10	22T10	30T10
	Zone d'about	4T10	6T10	8T10
Le long du voile	Zone courante	34T10	30T10	28T10
	Zone d'about	8T10	12T10	16T10
$A_{\text{adoptée}}$		32.99	32.99	34.56
Espacement S_t	Zone courante	20	20	20
	Zone d'about	10	10	10
A_H		11T10	11T10	11T10

Tableau.V.22.Ferrailage des voiles V_{3D}, V_{3F} .

Ferrailage des Voiles V_3 ($L=1.75m$) :

Zone		I	II	III
Effort normal	N (kn)	302.34	123.66	27.47
Moment de flexion	M (kn.m)	310.484	149.32	28.743
Epaisseur du voile	e (m)	0.20	0.20	0.20
Longueur du voile	L (m)	1.75	1.75	1.75
section du voile	A (m ²)	0.35	0.35	0.35
inertie du voile	I (m ⁴)	0.089	0.089	0.089
Bras de levier	V (m)	0.875	0.875	0.875
Résultats				
Contrainte Traction	σ_1 (kn/m ²)	895.41	368.50	81.41
Contrainte compression	σ_2 (kn/m ²)	-2188.68	-1114.72	-204.10
Longueur de la zone tendue	L_t (m)	1.24	1.32	1.25
Longueur de la zone comprimée	L_c (m)	0.51	0.43	0.50
Effort de traction	N_t (kn)	271.40	147.15	25.52
Section d'armature	A_s (cm ²)	6.78	3.67	0.64
Section min R.P.A $A_{min} = 0.2\% \cdot L_t \cdot e$		4.96	5.28	5.00
La longueur tendue	Zone courante	12T10	12T10	12T10
	Zone d'about	4T10	4T10	4T10
Le long du voile	Zone courante	16T10	14T10	16T10
	Zone d'about	8T10	8T10	8T10
$A_{adoptée}$		18.85	17.28	18.85
Espacement S_t	Zone courante	20	20	20
	Zone d'about	10	10	10
A_H		6T10	5T10	6T10

Tableau.V.23.Ferrailage du voile V_{3E} .

Ferrailage des Voiles $V_4(L=5m)$:

Zone		I	II	III
Effort normal	N (kn)	642.04	849.05	428.51
Moment de flexion	M (kn.m)	6630.643	4913.099	1299.35
Epaisseur du voile	e (m)	0.2	0.2	0.2
Longueur du voile	L (m)	5.6	5.55	5.5
Section du voile	A (m ²)	1.6	1.5	1.4
Inertie du voile	I (m ⁴)	5.94	5.26	4.66
Bras de levier	V (m)	2.8	2.78	2.75
Résultats				
Contrainte de traction	σ_1 (kn/m ²)	3526.83	3162.69	1072.86
Contrainte de compression	σ_2 (kn/m ²)	2724.28	2030.62	460.71
Longueur de la zone tendue	Lt(m)	2.44	2.17	1.65
Longueur de la zone comprimée	Lc (m)	3.16	3.38	3.85
Effort de traction	Nt (kn)	664.72	440.64	76.02
Section d'armature	A _s (cm ²)	16.62	11	1.90
Section min du RPA (A _{min} = 0.2%.L _t .e)		9.76	8.68	6.6
La longueur tendue	Zone courante	22T10	22T10	16T10
	Zone d'about	6T10	6T10	4T10
Le long du voile	Zone courante	52T10	52T10	52T10
	Zone d'about	12T10	12T10	8T10
A _{adoptée}		50.27	50.27	47.12
Espacement S _t (cm)	Zone courante	20	20	20
	Zone d'about	10	10	10
A _H		17T10	17T10	15T10

Tableau.V.24.Ferrailage des voiles V_{1A}, V_{1I} .

Ferrailage des Voiles V_5 (L=3.9m) :

Zone		I	II	III
Effort normal	N (kn)	942.43	1134.07	49.23
Moment de flexion	M (kn.m)	2823.027	2307.53	105.77
Epaisseur du voile	e (m)	0.2	0.2	0.2
Longueur du voile	L (m)	4.5	4.45	4.4
Section du voile	A (m ²)	1.38	1.28	1.18
Inertie du voile	I (m ⁴)	3.36	2.94	2.57
Bras de levier	V (m)	2.25	2.23	2.2
Résultats				
Contrainte de traction	σ_1 (kn/m ²)	2573.34	2636.26	132.26
Contrainte de compression	σ_2 (kn/m ²)	899.25	864.28	48.82
Longueur de la zone tendue	Lt(m)	1.17	1.10	1.19
Longueur de la zone comprimée	Lc (m)	3.33	3.35	3.21
Effort de traction	Nt (kn)	105.21	95.07	5.81
Section d'armature	A _s (cm ²)	2.63	2.38	0.15
Section min du RPA (A _{min} = 0.2%.L _t .e)		4.68	4.4	4.76
La longueur tendue	Zone courante	12T10	10T10	12T10
	Zone d'about	4T10	4T10	4T10
Le long du voile	Zone courante	42T10	42T10	42T10
	Zone d'about	8T10	8T10	8T10
A _{adoptée}		39.27	39.27	39.27
Espacement S _t	Zone courante	20	20	20
	Zone d'about	10	10	10
A _H		13T10	13T10	13T10

Tableau.V.25.Ferrailage du voile V_{4E}.

❖ **Espacement des barres :**■ Barres longitudinales :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

Zone d'about : Avec $St = 10\text{cm}$

Zone courante : Avec $St = 20\text{ cm}$

■ Barres horizontale :

$St = 20\text{ cm}$

V.4.6. Les vérifications :❖ **Contraintes de cisaillement** (RPA 99 /V2003Art7-7-2) :

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$$

b₀ : épaisseur de voile.

d : hauteur utile $\Rightarrow d = 0,9h$.

h : hauteur totale de la section brute.

Voile		$V_{u \text{ calcul}}$ (KN)	$1.4V_{u \text{ calcul}}$ (KN)	$b_0(m)$	$h(m)$	$d(m)$	$\tau_b(MPa)$	$\bar{\tau}_b(MPa)$	Vérification
V₁	I	820.58	1148.81	0.20	2.54	2.29	2.51	5	C.V
	II	611.61	856.25	0.20	3.39	3.05	1.40	5	C.V
	III	282.63	395.68	0.20	3.39	3.05	0.65	5	C.V
V₂	I	637.44	892.42	0.20	2.44	2.20	2.03	5	C.V
	II	513.39	718.75	0.20	3.29	2.96	1.21	5	C.V
	III	345.27	483.38	0.20	3.29	2.96	0.82	5	C.V
V₃	I	102.17	143.04	0.20	2.54	2.29	0.31	5	C.V
	II	16.2	22.68	0.20	3.39	3.05	0.04	5	C.V
	III	19.71	27.59	0.20	3.39	3.05	0.05	5	C.V
V₄	I	1530.9	2143.26	0.20	2.44	2.20	4.88	5	C.V
	II	1288.38	1803.73	0.20	3.29	2.96	3.05	5	C.V
	III	600.76	841.06	0.20	3.29	2.96	1.42	5	C.V
V₅	I	1573.61	2203.05	0.20	2.54	2.29	4.82	5	C.V
	II	1571	2199.40	0.20	3.39	3.05	3.60	5	C.V
	III	895.61	1253.85	0.20	3.39	3.05	2.05	5	C.V

Tableau.V.26.Verification de la contrainte de cisaillement.

❖ Vérification des contrainte à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

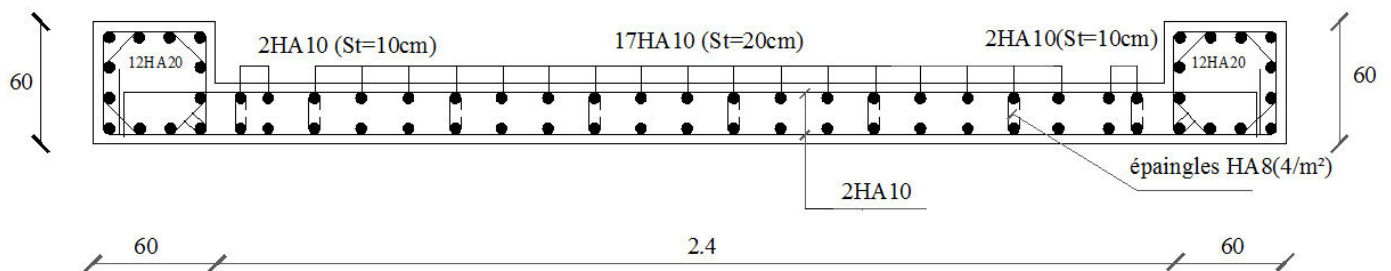
Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28}$ $\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$

B : Section du béton.

A : Section d'armatures

N_s : Effort normal de service.

Voile		$N(KN)$	$A(cm^2)$	$B(cm^2)$	$L(m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	Vérification
V₁	I	1976.03	36.13	1.28	4.00	3.64	15	C.V
	II	1392.77	34.56	1.18	3.95	2.68	15	C.V
	III	772.35	36.13	1.08	3.90	1.42	15	C.V
V₂	I	1274.27	32.99	1.20	3.60	2.57	15	C.V
	II	865.26	32.99	1.10	3.55	1.74	15	C.V
	III	489.00	34.56	1.00	3.50	0.94	15	C.V
V₃	I	772.35	18.85	0.35	1.75	2.73	15	C.V
	II	492.58	17.27	0.35	1.75	1.90	15	C.V
	III	269.73	18.85	0.35	1.75	0.95	15	C.V
V₄	I	1636.65	50.27	1.60	5.60	2.17	15	C.V
	II	1317.02	50.27	1.50	5.55	1.74	15	C.V
	III	693.40	47.12	1.40	5.50	0.98	15	C.V
	I	1522.02	39.27	1.38	4.50	2.58	15	C.V



	II	1150.47	39.27	1.28	4.45	1.95	15	C.V
	III	611.95	39.27	1.18	4.40	1.04	15	C.V

Tableau.V.27.Vérification à l'ELS.

Figure.V.5.Ferrailage du voile V₁ en zone I.

CHAPITRE VI

Renforcement du sol

VI.1. introduction :

Le manque de terrains de bonne qualité et le besoin croissant pour répondre à la demande en infrastructure à pousser les géotechniciens à exploiter les terrains à faible portance.

Pour ce faire il faut adopter ces sols à recevoir ces ouvrages par l'amélioration de leur capacité portante. Parmi les techniques d'amélioration de sol on distingue celles des colonnes ballastées et des inclusions rigides.

VI.2.Description du sol constituant l'ouvrage :

D'après l'étude géotechnique du sol, on constate que le terrain est très hétérogène en plan et en profondeur. En surface la présence de couches de mauvaises caractéristiques géotechniques et en profondeur la présence d'un substratum (marne ou roche conglomératique).

Tenant compte de l'épaisseur des formations superficielles de mauvaises caractéristiques géotechniques et de la profondeur du substratum. Nous suggérons des colonnes ballastées pour améliorer notre sol afin d'avoir un radier comme type de fondation appropriées.

VI.3.Les colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées consistent en une incorporation par compactage de matériau granulaire, dans un terrain présentant des faibles caractéristiques géotechniques. De façon générale elles améliorent les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leur capacité portante et réduction de leurs tassements sous les charges appliquées.

VI.3.1.Domaine d'application :

En principe les colonnes ballastées peuvent être mises en place dans tout type de sol comportant plus de 10 à 15 % de limons/argiles, et dont les caractéristiques mécaniques sont médiocres à faibles : sables limoneux, limons argileux, argiles, etc...

Pour les matériaux pulvérulents composés d'une faible quantité de fines l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol est réalisée par la méthode de vibrocompactage. Elle consiste en une réorganisation des grains constitutifs du sol sous l'effet des vibrations, sans rapport de matériaux.

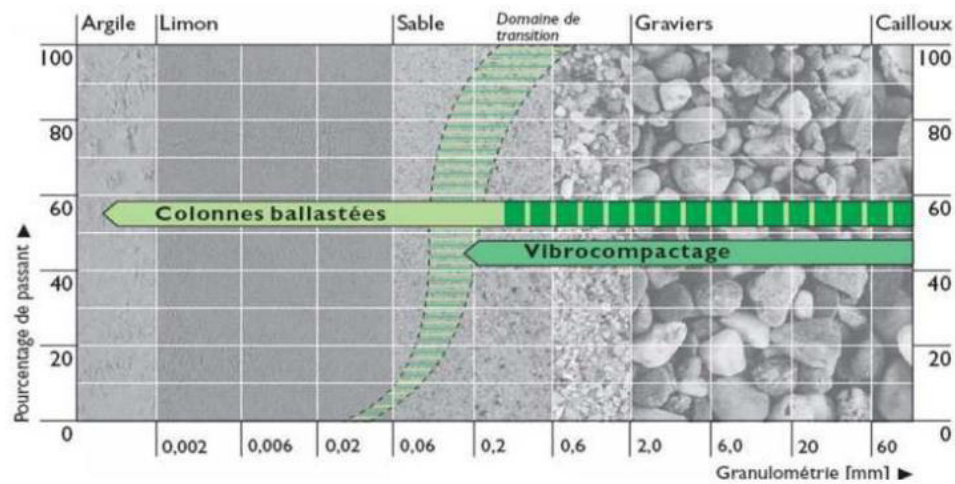


Figure.VI.1.Domaine d'application des techniques de renforcement en fonction de la granulométrie du sol. (Document KELLER) [1]

VI.3.2.Matériau utilisé :

Une colonne ballastée est considérée comme une inclusion souple. Elle est constituée de matériaux granulaires sans cohésion et d'angle de frottement $\Phi_{colonne}$ d'environ 40° . Il s'agit souvent de graves naturelles roulées ou concassées. De granulométrie la plus homogène possible.

VI.3.3.Avantages de ce type de renforcement :

Cette méthode de renforcement de sol est considérée de haute qualité environnementale, puisque les matériaux injectés dans le sol ne sont pas polluants. Cette application permet aussi de lutter contre la liquéfaction des sols, grâce aux propriétés drainantes des matériaux constitutifs de la colonne ballastée. Argument souvent avancé lors de la construction en zone sismique.

D'autre part, quand les terrains sont mauvais, des fondations profondes sont généralement préconisées. Les colonnes ballastées sont une bonne alternative aux pieux dont le délai d'exécution est plus long et la mise en œuvre plus complexe. Par ailleurs, en cas de présence d'effort horizontaux, la résistance au cisaillement du sol/colonne ballastée est plus élevée que celle d'un sol vierge de tout traitement puisque l'angle de frottement de la colonne est supérieur à celui du sol.

Enfin, d'autres avantages directement liés au chantier sont à considérer. Le chantier qui en résulte est propre (pas de mouvement de terres ou de béton), l'utilisation de la plateforme est immédiate (pas de recépage ni de temps d'attente de durcissement du béton comme pour les pieux).

VI.3.4.Techniques de mise en œuvre : Il existe plusieurs modes de construction des colonnes ballastées vibrées en tenant compte du fluide de lançage, air ou eau.

- Colonne ballastée par voie sèche.
- Colonne ballastée par voie humide.

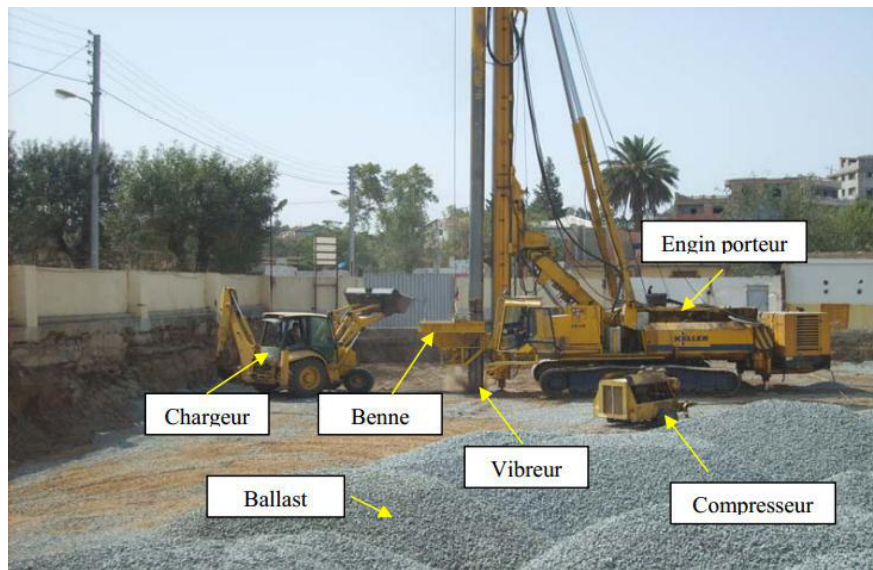
a)- Colonnes ballastées par voie sèche :

Figure.VI.2.Exemple du vibreur Keller (voie sèche).

1).Préparation :

La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

2). Remplissage :

Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux contenu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

3). Fonçage :

Le vibreur descend, en profondeur en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.

4). Compactage :

Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se mis en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expanser le matériau latéralement dans le sol et le compacter.

5). Finition :

La colonne est exécutée ainsi, par passe successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondation sont alors réalisées de manière traditionnelle.

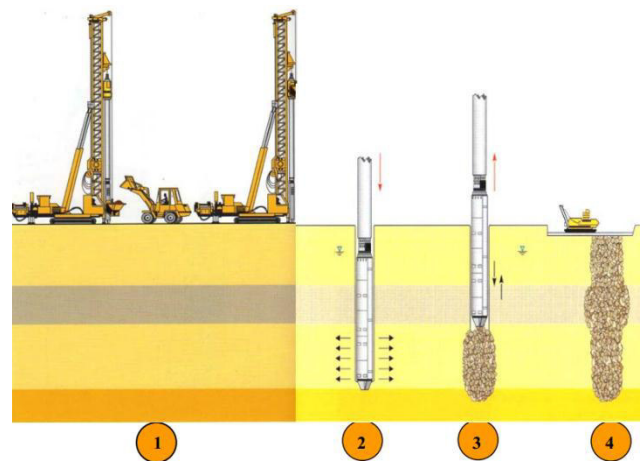


Figure.VI.3.La mise en œuvre de la technique des colonnes ballastées par voie sèche.
(Document Keller) [1]

Avantages du vibreur à sas :

- Le matériau d'apport arrive directement à l'orifice de sortie, ce qui assure la continuité de la colonne.
- Le compactage se fait en une seule passe.
- Il n'y a pas de risque d'éboulement du forage dans les sols instables.
- Les vibreurs guidés montés sur porteurs garantissent la parfaite verticalité des colonnes.

b)- Colonne ballastée par voie humide :

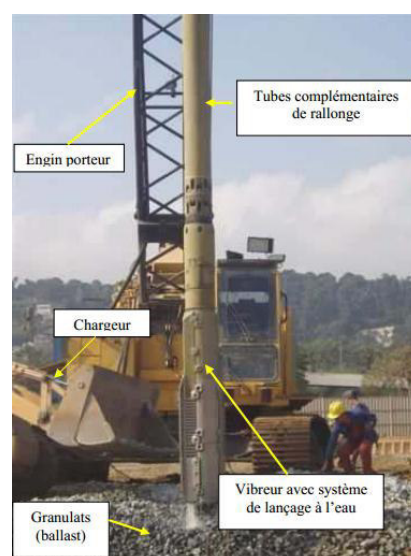


Figure.VI.4.Exemple du vibreur Keller (voie humide).

Le mode d'exécution des colonnes ballastées par voie humide est presque le même que par voie sèche sauf qu'on utilise l'eau comme fluide de lancement est que le ballast n'est pas introduit à l'intérieur du vibreur mais dans le vide annulaire entre le vibreur et le trou formé. Ce qui permet d'utiliser des agrégats de diamètres plus grands. On peut citer les étapes d'exécutions suivantes :

- Mise en station de la grue : le vibreur est amené à la verticale du point central de la colonne implanté.
- Démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement.
- Dès le but de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol (de l'ordre de quelques centimètres à la périphérie du vibreur).le vibreur avec les tubes de rallonge, descend dans le sol sous l'effet de son propre poids. La vitesse de descente est variable d'un sol à un autre où elle est relativement rapide dans les sols sableux et limoneux par rapport aux terrains argileux ou vasards.
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte (identifiée par l'enregistreur en temps réel sous forme d'augmentation instantanée de la consommation du courant du vibreur), on remonte progressivement le vibreur pour bien nettoyer l'espace annulaire autour du vibreur.



Figure.VI.5.Phénomène de liquéfaction local (site : barrage Kissir-Jijel).

- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou à l'aide d'un chargeur ou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.



Figure.VI.6.Remplissage du trou par le ballast (site : barrage Kissir-Jijel).

En remontant et descendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives (passes de l'ordre de 50cm) jusqu'au niveau de la plate-forme, le ballast est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

L'augmentation instantanée de la consommation du courant du vibreur jusqu'à une valeur critique traduit le serrage du terrain et permet de vérifier que le compactage optimal a été atteint.



Figure .VI.7.Finition d'une colonne (site : barrage Kissir-Jijel)

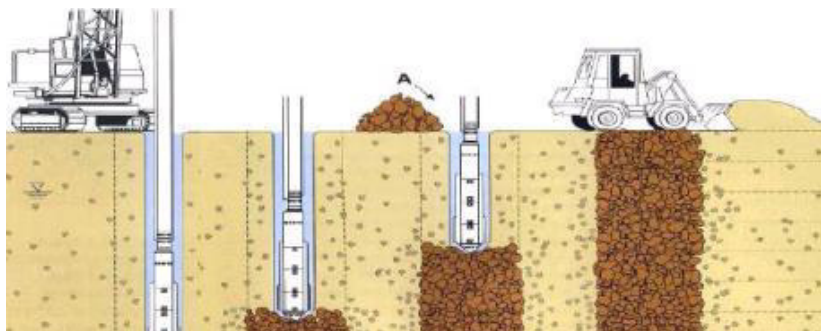


Figure.VI.8.Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide (document KELLER). [1]

Utilisation en zone sismique :

Elles sont utilisées pour augmenter la résistance au cisaillement et diminuer le potentiel de liquéfaction des sols.

VI.3.5.disposition constructive :

- **diamètre :**

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé pour réaliser les forages.
- Des caractéristiques géotechniques des terrains (le diamètre peut varier sur la hauteur de la colonne en fonction des résistances des couches traitées.).
- De l'énergie totale dépensée.

Le diamètre de la colonne par voie humide est plus important que par voie sèche (les diamètres usuels par voie humide varient de 80 à 120 cm alors que par voie sèche ils sont compris entre 50 et 80 cm).

En fonction du procédé de mise en place, le diamètre des colonnes pris pour notre cas est de 80 cm pour toutes les colonnes.

- **longueur :**

La longueur des colonnes dépend de la position du substratum rigide qui en pratique s'identifie à une couche très résistante. Cette couche très résistante permet une meilleure réduction du tassement.

Dans la pratique la longueur des colonnes varie de 3 à 20m. Cependant, dans les grands projets les longueurs de colonnes peuvent être supérieures à 20 m.

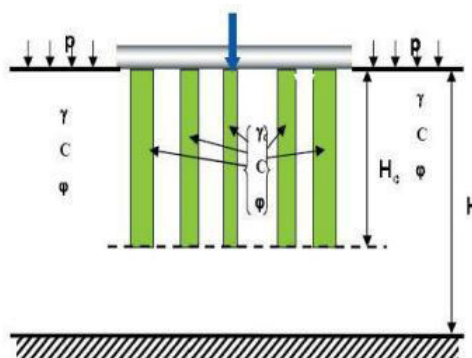


Figure.VI.9.Configuration des colonnes.

- **Maillage :**

Sous radier, les colonnes ballastées seront espacées selon un maillage de 3mx3m au maximum, conformément aux recommandations sur les colonnes ballastées.

Dans le cas d'ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier, généralement carré ou triangulaire.

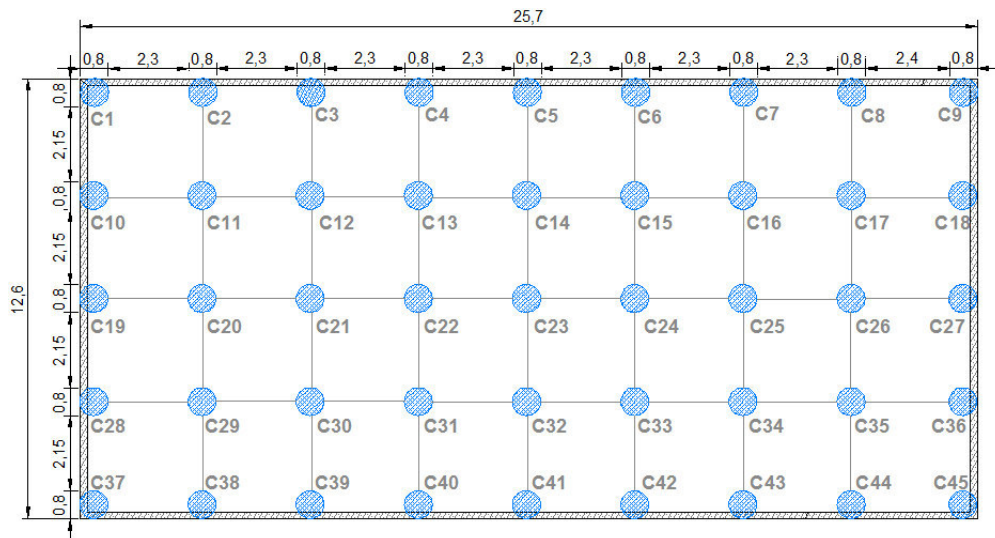


Figure.VI.10.Disposition des colonnes ballastées.

VI.3.6. Nature et caractéristiques du sol :

L'objectif ici est de définir une coupe de sol avec ces caractéristiques mécaniques, qui servira de base dans le choix des éléments de calcul des colonnes ballastées.

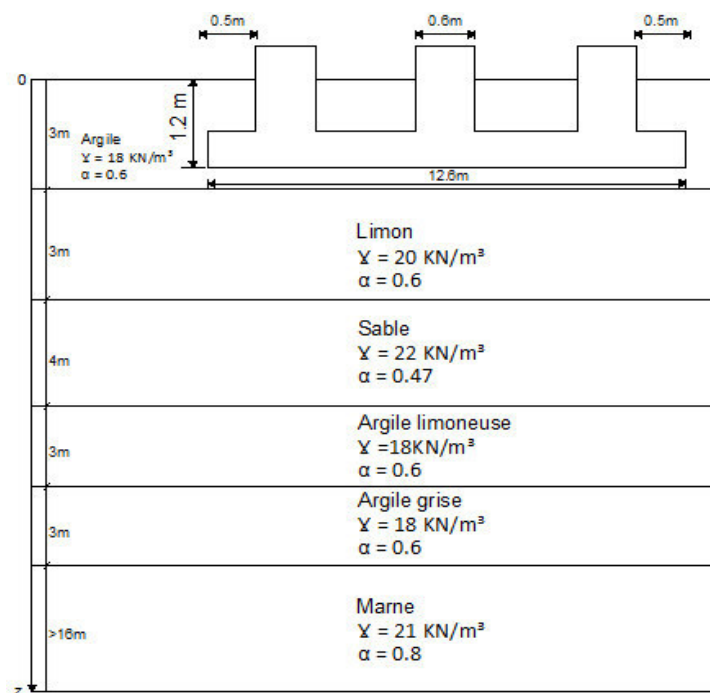


Figure.VI.11.coupe de terrain et caractéristiques physiques.

VI.3.7.Calcul des colonnes ballastées sous radier :

A partir de la descente de charge, on détermine la contrainte résiduelle s'appliquant en sous face du radier. Elle correspond à la différence de la charge appliquée et la contrainte initiale au sol (poids des terres).

$$q = q_{max} - q_0 = q_{max} - (\gamma \times h) = q_{max} - \gamma \times (Z_{T.N} - Z_{sous\ radier})$$

- **La contrainte initiale au sol :**

$$q_0 = \gamma \times h = \gamma \times (Z_{T.N} - Z_{sous\ radier}) = 18 \times 1.2 = 21.6\ kn/m^2$$

Niveau du TN : 0 NGF

Niveau sous radier : -1 NGF

- **La descente de charge :**

$$S_{Radier} = 25.7 \times 12.6 = 323.82\ m^2$$

$$W = 34417.07\ kn$$

$$q_{max} = \frac{W}{S_{Radier}} = 106.28 \frac{kn}{m^2} = 10.63\ t/m^2$$

Avec :

S : La surface du radier

W : le poids total de la structure.

- **La contrainte résiduelle :**

$$q = q_{max} - q_0 = 106.28 - 21.6 = 84.68 \frac{kn}{m^2} = 8.5\ t/m^2$$

- **La contrainte de rupture du sol :**

L'objectif de ce calcul est de connaître la contrainte maximale que le sol peut supporter avant de rompre. Conformément aux recommandations sur les colonnes ballastées, la contrainte ultime au sol est calculée à l'aide de la méthode pressiométrique. Méthode extraite des règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil CCTG (Fascicule 62 titre V, 2012). [4]

Z(m)	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20
P _i (KPa)	400	520	780	820	520	929	987	817	738	798	830	932	680
E _m (KPa)	950	1450	1670	1829	3850	4200	8400	8900	4300	5450	5800	8750	412

Tableau.VI.1.Résultat de l'essai pressiométrique.

La contrainte ultime au sol est donnée par la formule suivante :

$$q_u = K_p \times P_{le}^* + q_0$$

Avec :

K_p :Facteur de portance préssiométrique en fonction de B/D et du type de sol.

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente.

q_0 : La contrainte verticale à la base de la fondation.

$$\sigma_{V_0} = \gamma \times h(\text{KPa})$$

$$P_0 = \alpha \times \sigma_{V_0}(\text{KPa})$$

$$P_{li}^* = P_l - P_0$$

$$E_{oed} = E_m/\alpha(\text{kPa})$$

Z(m)	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20
$P_l(\text{KPa})$	400	520	780	820	520	929	987	817	738	798	830	932	680
$E_m(\text{KPa})$	950	1450	1670	1829	3850	4200	8400	8900	4300	5450	5800	4503	412
$\sigma_{V_0}(\text{KPa})$	18	36	54	80	100	120	176	220	216	252	288	378	420
$P_0(\text{KPa})$	10.8	21.6	32.4	48	60	72	82.72	103.4	129.6	151.2	172.8	302.4	336
$P_{li}^*(\text{KPa})$	389.2	498.4	747.6	772	460	857	904.3	713.6	608	646.8	657	629.6	344
$E_{oed}(\text{KPa})$	1583	866	1300	1366	3048	6417	7000	1893	7166	9083	9666	5629	515

Tableau.VI.2.Résultats de calcul.

Avec:

P_l : Pression limite obtenues par l'essai préssiométrique.

E_m : Module préssiométrique du sol issu des résultats de l'essai préssiométrique.

σ_{V_0} : La contrainte verticale a la base de la fondation.

P_0 : Pression horizontal des terres au repos.

P_{li}^* : Pression limite nette.

E_{oed} : Module œdométrique de référence tel que : $E_{oed} = E_m/\alpha$

α : Coefficient rhéologique.

- **Calcul de P_{le} :**

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \dots \times P_{ln}^*} = 609.25 \text{ KPa.}$$

n : Valeurs de P_l^* comprises dans l'intervalle $[D \text{ et } D + 1.5B]$ de profondeur.

- **Calcul de K_p :**

La formule de K_p est donnée en fonction du type de sol (voir annexe 1) d'où :

$$K_p = 0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

La formule de la hauteur d'encastrement équivalente est donnée par :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_d^D P_l^*(Z) \cdot dZ = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_{i=1}^N P_{li}^* \cdot \Delta Z_i$$

$$D_e = \frac{1}{609.25} \times [389.2 \times 1 + 498.4 \times 2] = 2.27m \quad \text{D'où} \quad K_p = 0.83$$

On aura donc :

$$q_U = 0.83 \times 609.25 + 21.6 = 527.28 \text{ KPa}$$

- **La contrainte de rupture de la colonne :**

$$q_r = \sigma_h \times \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi}$$

Avec :

Φ : L'angle de frottement interne du matériau de la colonne égale à 40° .

σ_h : L'étreinte latérale du sol obtenue par :

$$\sigma_h = \sqrt[n]{P_{l_1} \times P_{l_2} \times \dots \times P_{l_n}} = 0.728 \text{ MPa}$$

D'où :

$$q_r = 0.728 \times \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} = 3.34 \text{ MPa}$$

Conformément au DTU 13.2, la contrainte verticale admissible dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte verticale de rupture q_r [2].

$$\sigma_{colonne \text{ adm}} = \frac{q_r}{2} = 1.67 \text{ MPa}$$

Cette contrainte admissible dans la colonne nous permettra par la suite de déterminer la portance globale du renforcement sol/colonne et de vérifier que la contrainte appliquée au sein de la colonne ne dépasse pas cette valeur. Etant donné que le chantier est de moins de 1000 m, aucun essai de chargement sera réalisé à condition de limiter la contrainte admissible d'un coefficient de 1.5. [3]

La contrainte admissible dans les colonnes retenue sera donc de 1.11MPa.

$$\sigma_{colonne \text{ adm}} = 1.11 \text{ MPa}$$

- **Portance globale du renforcement :**

La portance globale du renforcement est calculée comme suit :

$$\sigma_{gl} = \frac{\sigma_{adm} \times S_{col} \times n_{col} + \frac{q_{u(sol)}}{3} \times S_{sol}}{S_{rad}} \geq q_{max}$$

La contrainte $q_{u(sol)}$ est la contrainte ultime au sol. Un coefficient de 3 lui est affecté afin de considérer la contrainte admissible au ELS selon le DTU.

q_{max} : La contrainte sous radier.

$$\sigma_{gl} = \frac{111 \times \pi \times \frac{0.8^2}{4} \times 45 + \frac{53}{3} \times \left[323.82 - (45 \times \frac{0.8^2}{4} \times \pi) \right]}{323.82} = 24.18 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{gl} = 24.18 \text{ t/m}^2 > q_{max} = 10.63 \text{ t/m}^2 \quad \text{C.V}$$

Remarque:

La contrainte appliquée au sein de la colonne ne dépasse pas la portance globale du renforcement sol/colonne.

La contrainte admissible adoptée est de 2.4 bar.

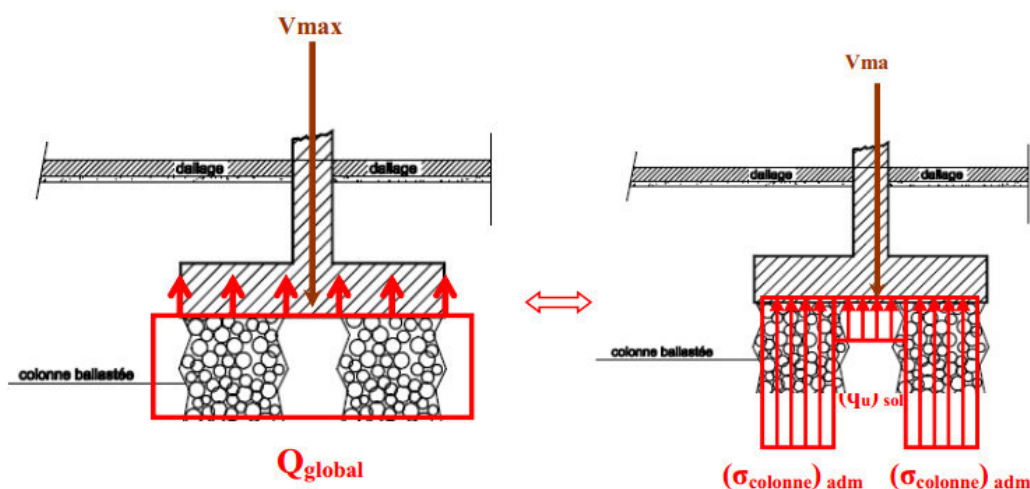


Figure.VI.12.Répartition des contraintes.

VI.3.8.Calcul du tassement :[3]

Le tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer des dislocations des maçonneries comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre qui est la plupart du temps irrémédiable.

Les étapes de calcul sont les suivantes, pour une semelle donnée (de surface $S = B \cdot L$), reposant sur n colonnes (de section unitaire S_{col}), sous une surcharge (surfacique) q_{ELS} .

1-On calcule le tassement w_s sans traitement selon les règles en vigueur ; on détermine ainsi:

$$K_s = q_{ELS}/w_s$$

$$w_s = q_{ELS} \left(\frac{B \cdot A_s}{E_c} + \frac{A_d \cdot B^\alpha}{E_d} \right)$$

$$\text{Avec} : A_s = \alpha \cdot \lambda_c / 9$$

$$A_d = \frac{\left[1.2 \left(\frac{\lambda_d}{0.6} \right)^\alpha \right]}{9}$$

λ_d et λ_c coefficient de forme en fonction du rapport $\left(\frac{L}{B} \right)$

$$\text{Dans notre cas :} \quad \lambda_c = 1.2 \quad \lambda_d = 1.53$$

$$\text{D'où : } A_s = 0.08$$

$$A_d = 0.23$$

Calcul du module de déformation E_c et E_d :

Pour un sol hétérogène le sol sous la semelle est coupée en tranches élémentaires fictives d'épaisseur égale à $B / 2$ et numérotées de 1 à 16. [2]

E_c et E_d sont donnés par la formules suivantes :

$$E_c = E_1 = 950 \text{ KPa}$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2.5E_{6.8}} + \frac{1}{2.5E_{9.16}}$$

$$\text{Avec : } \frac{1}{E_{3.5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\text{d'où } E_{3.5} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{E_{6.8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\text{d'où } E_{6.8} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{E_{9.16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \dots + \frac{1}{E_{16}} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\text{d'où } E_{9.16} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\frac{4}{E_d} = 4.02 \rightarrow E_d = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } w_s = 0.22 \text{ m} \rightarrow K_s = 0.48 \text{ MN/m}^3$$

2- On calcule le tassement de la colonne w_{col} :

$$w_{col} = \frac{\beta' \cdot q_{col} \cdot H}{E_{col}} = \frac{1 \times 764.82 \times 19}{300 \times 10^3} = 0.04 \text{ m}$$

H est la hauteur sur laquelle on calcule le tassement.

β' est un coefficient qui traduit le fait qu'il y a une diffusion des contraintes de la colonne vers le sol. En première approche, on retient $\beta' = 1$.

3-On en déduit l'expression de la raideur de la colonne :

$$k_{col} = \frac{q_{col}}{w_{col}} = 19120.5 \text{ kn/m}^3$$

4- On calcule la raideur de l'ensemble « semelle+colonne » sur la hauteur considérée :

$$k = \{k_s \cdot (S_s - n \cdot S_{col}) + (n \cdot k_{col} \cdot S_{col})\} / (B \cdot L) = 1741.68 \text{ kn/m}^3$$

5- On en déduit alors :

$$\text{Le tassement après traitement sur la hauteur H : } w_{sH} = \frac{q_{ELS}}{K} = 0.06 \text{ m}$$

$$\text{Le tassement final après traitement : } w_{sf} = \frac{w_{sH}}{0.85} = 0.07 \text{ m}$$

6-On vérifie alors que l'on reste dans le domaine de validité pseudo-élastique :

$q_{sol} < \text{limite du comportement élastique du sol}$

$$\text{La contrainte sous la semelle : } q_{sol} = w_{sf} \cdot k_s = 40 \text{ kn/m}^2$$

$$q_{sol} = 40 \text{ kn/m}^2 < \frac{k_p \cdot p_{le}}{2} + q'_0 = 274.43 \text{ kn/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La technique de renforcement par les colonnes ballastées est l'une des techniques préférées par les géotechniciens pour ces avantages techniques et économiques. Elle joue un rôle très important dans l'amélioration de la capacité portante du sol ainsi que l'homogénéisation de ces caractéristiques géotechniques qui permet de limiter le tassement différentiel.

Annexe 1 :

Le facteur de portance pressiométrique est donné par le tableau suivant du Fascicule 62 :

Type de sol	Expression de K_p
Argile et limon A, craies B	$0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argile et limon B	$0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0.8 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0.80 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1.3 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marne, marno-calcaires, roches altérées.	$\left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

Tableau.VI.3.Valeurs de coefficient de portance K_p .

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$.
- $0.8 \times G \pm E$.

VII.3. Caractéristiques du sol :

Comme on l'a vu dans le chapitre précédent, notre sol est renforcé par des colonnes ballastées donc son taux de travail augmente et il est de $\bar{\sigma} = 2.4 \text{ bars}$.

VII.4. Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2.4 bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

Remarque :

Le bâtiment étudié est une structure mixte (portique+ voile), donc la solution de semelles isolées est à écarter.

On aura le choix entre les semelles filantes et le radier général.

VII.4.1.Semelles filantes:

- **Dimensionnement de la semelle filante :**

La surface du la semelle sera déterminer en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{1.33 \times \sigma_{\text{adm}}}$$

$$N_u = 57649.5 \text{ KN} \quad ; \quad \sigma_{\text{sol}} = 2.4 \text{ bar} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$S \geq \frac{57649.5 \times 10^{-3}}{1.33 \times 0.24} = 180.60 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure est : $S = 286.52 \text{ m}^2$.

- Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{180.60}{286.52} = 0.63$$

La surface totale des semelles représente 63% de la surface du bâtiment.

- **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

VII.4.2.Calcul d'un radier général :**VII.4.2.1.La hauteur du radier :**

- **Condition forfaitaire:**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$$\text{D'où :} \quad 75 \text{ cm} \leq h_r \leq 120 \text{ cm.}$$

- **Condition de rigidité :**

$$L_{\text{max}} = \frac{2 \cdot L_{\text{max}}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{max} : Plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : Longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164.2 \text{ MPa}$

b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : Coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen: $K = 40MN/m^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 6^4}{32164.2 \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.79m$$

▪ **Conclusion :**

Pour satisfaire à toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier:

$$h = 120 \text{ cm}$$

→ Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

VII.4.2.2. L'épaisseur du radier (la nervure ; la dalle):

- L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{600}{10} \Rightarrow h_n \geq 60cm$$

On adopte: $h_n = 80cm$

- h_d : l'épaisseur de la dalle.

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{600}{20} \Rightarrow h_d \geq 30cm$$

On adopte : $h_d = 40cm$

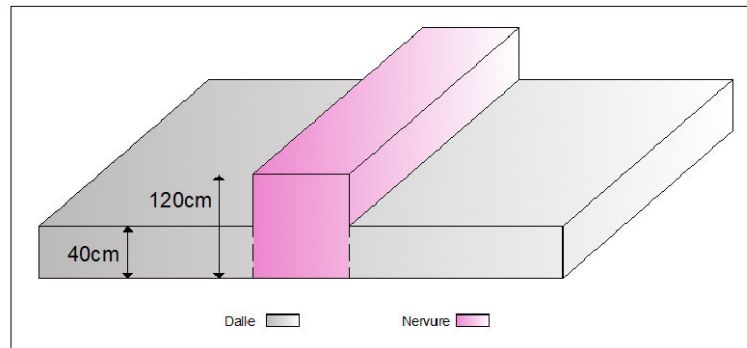


Figure.VII.1.dimension du radier

VII.4.2.3. calcul de la surface minimal du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}}$$

- **Calcul des sollicitations à la base du bâtiment :**

On a : $G_{structure} = 36210.08 \text{ KN}$ et $Q_{structure} = 5843.93 \text{ KN}$

$$G = G_{structure} + G_{radier} + G_{remblé} + G_{plateforme}$$

$$G_{radier} = G_{nervure} + G_{dalle}$$

$$G_{nervure} = [\sum l_n \times h_n \times \rho_{bet}] - [b_n \times b_n \times h_n \times \rho_{bet}] \times n_{pot} = 3240.80 \text{ KN}$$

$$G_{dalle} = [S_{rad} \times h_d \times \rho_{bet}] = 3238.20 \text{ KN}$$

$$G_{radier} = 6479 \text{ KN}$$

$$G_{remblé} = [(h_n - 10\text{cm}) \times \sum S_{panneaux}] \times \rho_{sol} = 3432.18 \text{ KN}$$

$$G_{plateforme} = [(10\text{cm}) \times \sum S_{panneaux}] \times \rho_{bet} = 482.52 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 45603.78 \text{ KN}}$$

$$Q = Q_{structure} + Q_{radier}$$

$$Q_{radier} = S_{rad} \times 1.5 = 485.73 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Q = 6329.66 \text{ KN}}$$

- **Les combinaisons de calcul :**

$$\text{ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 71059.59 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_{ser} = G + Q = 51933.44 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } S_{rad} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{71059.59}{1.33 \times 240} = 222.62 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{51933.44}{240} = 216.39 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} \geq \max(S_{rad}^{\text{ELU}}; S_{rad}^{\text{ELS}}) = 222.62 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 286.52 \text{ m}^2 \geq S_{rad} = 222.62 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal qui nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow L_{deb} \geq \max\left(\frac{600}{2}; 30\text{cm}\right) = 30\text{cm}$$

→ On opte un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier : } S_{radier} = S_{bat} + S_{deb} = 323.82 \text{ m}^2$$

VII.4.2.4.vérification du radier :

▪ Condition de non 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 :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Epaisseur totale du radier.

▪ **Pour les poteaux :**

$$N_u = 2113.28 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.6 + 0.6 + 2 \times 1.2) \times 2 = 17.2 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 17.2 \times 1.2 \times 2.5 \times 10^3}{1.5} = 2709 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

▪ **Vérification de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera vérifiée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, selon le BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ cm} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

D'où :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

b : désigne la largeur.

d : $0.9h$

γ_b : 1.5

$b = 1 \text{ m}$

$$V_u^{max} = \frac{N_u}{2} = \frac{2113.28}{2} = 1056.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1056.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9} = 0.56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition de résistance au cisaillement est vérifiée.}$$

VII.4.2.5. Caractéristique géométrique :

▪ **Du radier :**

1) Centre de masse du radier :

$$(X_r ; Y_r) = (12.85 ; 6.30) \text{ m}$$

2) Inertie du radier :

$$\begin{cases} I_{xx} = 17823.32 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 4284.14 \text{ m}^4 \end{cases}$$

▪ **De la structure :**

$$(X_{CCM} ; Y_{CCM}) = (12.05 ; 5.52)m$$

▪ **L'excentricité :**

$$e_x = |X_r - X_{CCM}| = 0.80 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_r - Y_{CCM}| = 0.78 \text{ m}$$

▪ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

On vérifie :

$$\sigma = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \text{Et} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

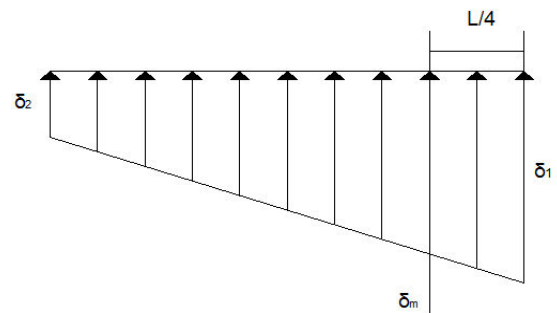


Figure.VII.2.Schéma des contraintes

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M : Effort de renversement dû aux séisme.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	71059.5903	71059.5903	51933.438	51933.438
M(KN.m)	56847.67224	55426.48043	41546.7504	40508.0816
V(m)	12.85	6.3	12.85	6.3
I(m⁴)	17823.32265	4284.1386	17823.3227	4284.1386
σ_{min}(KN/m²)	178.46	137.93	130.42	100.81
σ_{max}(KN/m²)	260.43	300.95	190.33	219.95
σ_{moy}(KN/m²)	239.93	260.20	175.35	190.16
σ_{adm}(KN/m²)	319.2	319.2	240	240
vérification	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau.VII.1.Vérification des contraintes sous le radier.

▪ **Vérification du soulèvement :**

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 à la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : Profondeur de l'infrastructure.

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 $G + Q + E$.

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	36483.02	36483.02	51933.44	51933.44
M(KN.m)	125622.79	75330.10	137983.12	86775.60
V(m)	12.85	6.30	12.85	6.30
I(m⁴)	17823.32	4284.14	17823.32	4284.14
σ_{min}(KN/m²)	22.09	1.89	60.90	32.77
σ_{max}(KN/m²)	203.23	223.44	259.86	287.98
σ_{moy}(KN/m²)	157.95	168.05	210.12	224.18
σ_{adm}(KN/m²)	319.2	319.2	240	240
vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau.VII. 2.Vérification du soulèvement.

▪ **Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après le RPA 99 V 2003 (Art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : Excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	36483.02	36483.02	51933.44	51933.44
M(KN.m)	125622.79	75330.10	137983.12	86775.60
$e = M/N$	3.44	2.06	2.66	1.67
L/4	6.43	3.15	6.43	3.15
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.VII. 3.Vérification de stabilité.

▪ **Vérification de la pression hydrostatique :**

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pression, même si l'étude du sol n'indique pas la présence d'une nappe phréatique. L'effort normal (sans surcharges) doit vérifier la condition suivante :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{rad} + W_{bat}$$

$$W = 9393.70 + 36210.08 \rightarrow W = 45603.78 \text{ KN}$$

F_S : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_S = 1.5$

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4.10 \text{ m}$)

S : Surface du radier, ($S = 323.82 \text{ m}^2$).

$$F_S \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1.5 \times 10 \times 4.10 \times 323.82 = 19914.93 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } W = 45603.78 \text{ KN} \geq F_S \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 19914.93 \text{ KN}$$

→ Pas de risque de soulèvement du radier.

VII.4.3. Ferrailage du radier:

Le plancher fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis constitués par les poteaux et les nervures, il est soumis à une pression uniforme provenant des poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

VII.4.3.1. Méthode de calcul :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99); on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

a) Ferrailage du panneau encastré sur 04 appuis :

On distingue deux cas :

Selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $0 \leq \alpha \leq 0.4 \rightarrow$ flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{L_y} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0.$$

2^{ème} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

b) Identification du panneau le plus sollicité:

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

$$\mathbf{A'ELU} : \sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = 260.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{A'ELS} : \sigma_m^{max} = \max(\sigma_{ser}^1; \sigma_{ser}^2) = 190.16 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\mathbf{L'ELU} : q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad} + G_{plat} + G_{remb}}{S_{rad}} = 260.20 - \frac{9393.70 \times 1.5}{323.82} = 216.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{L'ELS} : q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad} + G_{plat} + G_{remb}}{S_{rad}} = 190.16 - \frac{9393.70}{323.82} = 161.15 \text{ KN/m}^2$$

VII.4.3.2. Ferrailage de la dalle :**a) Identification du panneau le plus sollicité:****Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, en suite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes:

$$L_x = 3.9 - 0.6 = 3.3\text{m}$$

$$L_y = 5.3 - 0.6 = 4.4\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{4.4} = 0.75$$

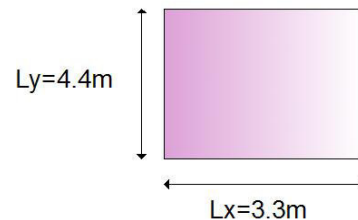


Figure.VII.3. Le panneau le plus sollicité

$$0.4 \leq \alpha = 0.75 \leq 1$$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.

➤ Calcul des sollicitations:

On a : $\alpha = 0.75$

$$\mathbf{A'ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.062 \\ \mu_y = 0.517 \end{cases}$$

$$\mathbf{A'ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.067 \\ \mu_y = 0.615 \end{cases}$$

• Moment fléchissant :

$$\text{Suivant (x-x)} : M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$\text{Suivant (y-y)} : M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

b) Calcul à l'ELU :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.062 \times 216.86 \times 3.3^2 = 146.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.517 \times 146.42 = 75.70 \text{ KN.m}$$

c) Calcul à l'ELS :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.067 \times 161.15 \times 3.3^2 = 117.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.615 \times 117.58 = 72.31 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée selon x et de 0,5 aux appuis et 0,85 en travée selon y.

- Pourcentage minimal :**

Condition de non fragilité: $A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2$

- Espacement minimal :**

$$S_{tx} \leq \min(33\text{cm}, 3h_r) \rightarrow S_{tx} = 20\text{cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45\text{cm}, 3h_r) \rightarrow S_{ty} = 20\text{cm}$$

- Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

Avec : **b = 100cm ; h = 40cm.**

A l'ELU :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN. m)	109.82	73.21	64.35	37.85
A_s (cm²/ml)	8.95	5.9	5.18	3.02
A_s min	4.35	4.35	4.35	4.35
Choix des φ	6T20	6T16	6T16	6T16
A_s adopté	18.85	12.06	12.06	12.06
Espacement	20	20	20	20

Tableau.VII. 4.Calcul des armatures à l'ELU.

A l'ELS :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_s(KN. m)	88.19	58.79	61.46	36.16
A_s(cm²/ml)	7.14	4.72	4.94	2.88
A_s min	4.35	4.35	4.35	4.35
Choix des φ	6T20	6T16	6T16	6T16
A_sadopté	18.85	12.06	12.06	12.06
Espacement	20	20	20	20

Tableau.VII. 5.Calcul des armatures à l'ELS.

- Vérification des contraintes :**

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \gamma_1 \cdot K \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta \cdot K(d - y_1) \leq \overline{\sigma}_s$

Avec : $\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; \max \{ 0.5f_e; 110\sqrt{n f_{t28}} \} \right\} = 202 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Sens longitudinal :

Zone	M _s (KN. m)	A _{adop} (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Condition
Appuis	58.79	12.06	3.18	15	146.4	202	vérifiée
Travée	88.19	18.85	3.80	15	142.2	202	vérifiée

Tableau.VII. 6.vérification des contraintes à l'ELS.

Sens transversal :

Zone	M _s (KN. m)	A _{adop} (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Condition
Appuis	36.16	12.06	1.96	15	90.0	202	vérifiée
Travée	61.46	12.06	3.49	15	160.5	202	vérifiée

Tableau.VII.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

VII.4.3.3. Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivante :

On a : $b = 2b_1 + b_0$

b : Largeur de la dalle de compression

$$b_1 < \min \begin{cases} \frac{L_x}{2} = 165cm \\ \frac{L_y}{2} = 220cm \end{cases}$$

→ On prend $b_1 = 50cm$.

Donc : $b = 160cm$

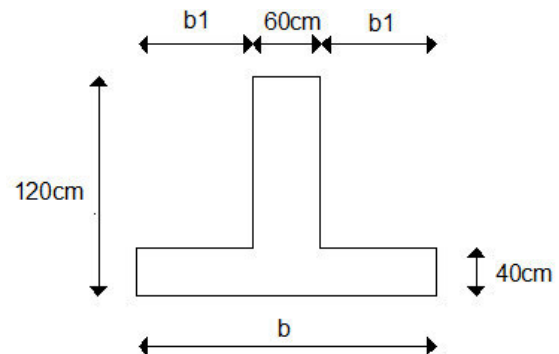


Figure.VII.4.dimension de la nervure

- **Évaluation des charges :**

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.75$$

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :

- **Charge triangulaire :**

$$p = \frac{q \cdot l_x}{3}$$

p : Charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdal :**

$$p = \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \cdot \frac{q \cdot l_x}{2}$$

p : Charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdal.

$$q_u = 216.86 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 161.15 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Le calcul sera effectué pour les nervures les plus défavorables ; les résultats sont obtenus après modélisation du radier dans l'ETABS.

- **Calcul du ferrailage :**

A l'ELU :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal :

	ELU		ELS	
	Appuis	Travées	Appuis	Travée
M(KN. m)	421.37	349.17	316.03	261.88
A(cm²)	10.43	8.63	7.81	5.35
A_{min}(cm²)	7.82	7.82	7.82	7.82
choix	5T16+5T16	5T16+5T16	5T16+3T16	5T16+3T16
A_{adop}(cm²)	20.11	20.11	16.08	16.08

Tableau.VII. 8.Ferrailage des nervures longitudinales.

A l'ELS :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant : (Fissuration est préjudiciable)

Sens transversal:

	ELU		ELS	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M(KN. m)	1960.85	1082.99	1470.64	812.24
A(cm²)	49.86	23.38	37.06	20.24
A_{min}(cm²)	7.82	7.82	7.82	7.82
choix	5T25+5T25+5T20	5T25+5T20	5T25+5T25+5T25	5T25+5T20
A_{adop}(cm²)	64.80	40.25	73.63	40.25

Tableau.VII.9.Ferrailage des nervures transversal

- **Diamètre des barres transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = 16 \text{ mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement minimal :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \rightarrow S_t \leq \min(20; 19.2) = 19.2 \text{ cm}$$

- En zone courante :

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

On prend :

$S_t = 15cm$ En zone nodale.

$S_t = 25cm$ En zone courante.

• **Vérification :**

A l'ELU :

1) - Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.82cm^2$$

2) - Vérification de l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max :

$$V_{u \max} = 1637.48 KN$$

On a:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1637.48 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.9 \times 1.2} = 0.948 MPa$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.948 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

→ La condition est vérifiée.

3) - Vérification des contraintes : (fissuration préjudiciable)

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \gamma_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 MPa$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta \cdot K(d - y_1) \leq \bar{\sigma}_s = 202 MPa$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal :

Zone	$M_s(KN.m)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Condition
Appuis	316.03	16.08	1.98	15	177.7	202	vérifiée
Travée	261.88	16.08	1.64	15	147.3	202	vérifiée

Tableau.VII.10.Vérification des contraintes à l'ELS (sens x-x).

Sens transversal:

Zone	M_s (KN.m)	A_{adop} (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Condition
Appuis	1470.64	73.63	4.94	15	189.1	202	vérifiée
Travée	812.24	40.25	3.31	15	186.1	202	vérifiée

Tableau.VII.11.Vérification des contraintes à l'ELS (sens y-y).

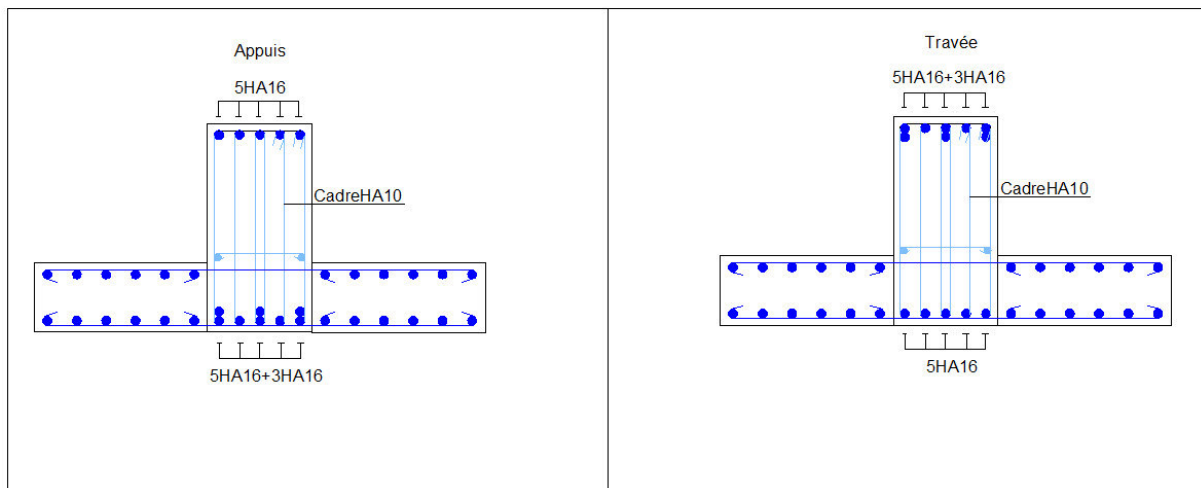


Figure.VII.5.Ferrailage de la nervure sens x-x.

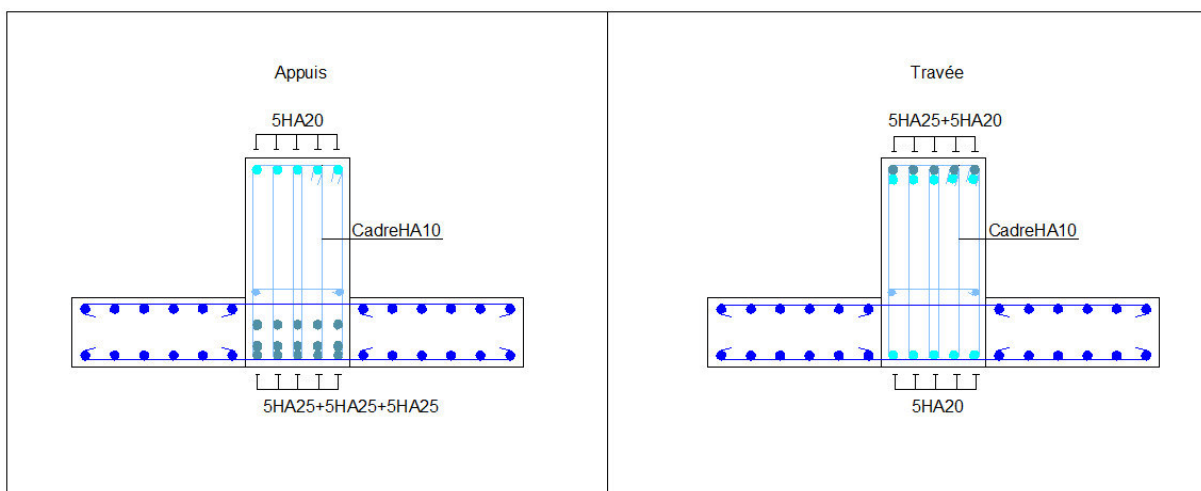


Figure.VII.6. Ferrailage de la nervure sens y-y.

VII.4.3.4. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console de largeur $l=50\text{cm}$ soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

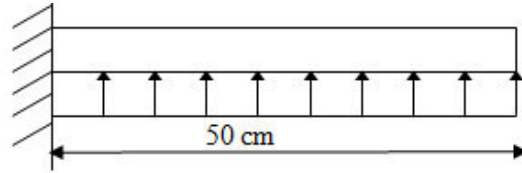


Figure.VII. Schéma statique du débord.

- Sollicitation de calcul :**

- A l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{216.86 \times 0.5^2}{2} = 27.11 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{161.15 \times 0.5^2}{2} = 20.14 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures :**

$$b = 1\text{m} \quad ; \quad d = 36\text{cm} \quad ; \quad f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$$

- Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}$$

	$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
ELU	27.11	2.18	4.35
ELS	20.14	1.62	4.35

Tableau.VII.12.Ferrailage du débord.

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, donc on va adopter le même ferrailage.

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_u \text{ max} = q \times l = 818.74 \text{ KN} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil. La méthode des colonnes ballastées nous a permis d'améliorer notre sol afin de mieux l'adopter pour recevoir notre ouvrage. Cette dernière est l'une des techniques préférées par les géotechniciens pour ces avantages techniques et économiques. Elle joue un rôle très important dans l'amélioration de la capacité portante du sol ainsi que l'homogénéisation de ces caractéristiques géotechniques qui permettent de limiter le tassement différentiel.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC ou encore ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de la préconisation du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration. L'utilisation de ce logiciel nous a permis une grande rentabilité dans notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

A large, horizontally-oriented oval with a red-to-white gradient fill and a thin red border, centered on the page.

Annexe :
Plans de ferrailage