

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département **Génie Civil**

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Bouafia Nacer eddine

Mokhfi Rabah

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+6+Entre sol)
+Mur de soutènement**

Devant le jury composé de :

Mr Hami Brahim	M C B	UAMOB	Président
Mme Saoudi Nacira	M A A	UAMOB	Examinateur
Mr Omraci Kamel	M C A	UAMOB	Examinateur
Mr Belmihoub Hacene	M A A	UAMOB	Promoteur

Année Universitaire 2018/2019



Remerciements

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

*A nos promoteurs **belmihoube** pour leur aide.*

A l'ensemble des enseignants du département de Génie civil et spécialement ceux de la classe structure.

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce mémoire.



Dédicace

J'ai toujours pensé faire ou offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'effort rien que pour me voir réussir, Et voilà, l'occasion est venue.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et la reconnaissance.

- 🌀 *A mes parents.*
- 🌀 *A mes frères et mes sœurs.*
- 🌀 *A toute ma famille sans exceptions.*
- 🌀 *A tous mes amis, fouad ,djouli ,Amer ,Rabah ,Samir ,Ahmed ,abde elhake , abde elghani .*
- 🌀 *A PROMO GC 2019*

Je dédie ce modeste travail

Nasro

Dédicace

J'ai toujours pensé faire ou offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'effort rien que pour me voir réussir, Et voilà, l'occasion est venue.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et la reconnaissance.

- ⊗ *A mes parents.*
- ⊗ *A mes frères et mes sœurs.*
- ⊗ *A toute ma famille sans exceptions.*
- ⊗ *A tous mes amis, fouad, mustapha ,nasro ,Samir ,Ahmed ,abde elhake , abde elghani .*
- ⊗ *A PROMO GC 2019*

Je dédie ce modeste travail

Rabah

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.....	08
--	----

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Dégression des charges d'exploitations.....	23
Tableau II.2 : Descente de charge	25
Tableau II.3 : Choix des sections des poteaux	26

CHAPITRE III : Ferrailage des éléments secondaires

Tableau III.1 : Les sollicitations dues à l'acrotère	30
Tableau III.2 : moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS	38
Tableau III.3 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	45
Tableau III .4 : Charge et surcharge des planchers	61
Tableau III. 5 : les moments et les efforts tranchants.....	65
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des armatures des poutrelles	70
Tableau.III.7: Récapitulatif du calcul de la flèche	72

CHAPITRE IV: Etude dynamique et sismique

Tableau IV.1 : centre de masse et de rigidité des différents niveaux. (ETABS)	80
Tableau IV.2 : périodes modes et facteurs de participation massique	81
Tableau IV. 3 : Comportement de système de contreventement sous charge verticales.....	85
Tableau IV. 4 : Comportement du système de contreventement sous charge horizontales ..	85
Tableau IV.5 : Pénalités en fonction de critère de qualité.....	89
Tableau. IV.6 : Coefficients d'accélération de zone A.....	89
Tableau. IV.7: coefficient d'amortissement critique	90
Tableau. IV.8 : Résumé des résultats	92
Tableau IV.9 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	94
Tableau IV.10 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	94
Tableau IV.11 : Combinaisons des réponses modales	95
Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	96
Tableau IV.13 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'	97
Tableau IV.14 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'	97
Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'	98

Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'	99
Tableau IV.17 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX	100
Tableau IV.18 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY	100
Tableau IV.19 : Moment de renversement dans le sens XX	100
Tableau IV.20 : Moment de renversement dans le sens YY'	101
Tableau IV.21: Centre de gravité et de torsion	101
Tableau IV.22: Vérification au renversement dans le sens XX et YY	101
Tableau IV.23 : L'effort normal réduit	102

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments principaux

Tableau V.1: Situation durable et accidentelle	103
Tableau .V.2 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux	105
Tableau .V.3 : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul	110
Tableau .V.4 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux	111
Tableau .V.5 : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux	112
Tableau .V.6 : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux	112
Tableau .V.7 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU	113
Tableau .V.8 :Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux	114
Tableau .V.9 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS	115
Tableau. V.10 : Résultats des moments et efforts tranchants donnés par ETABS	118
Tableau. V.11 : Ferrailage des armatures longitudinaux	124
Tableau .V.12: Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales	124
Tableau. V.13 : Tableau récapitulatif de vérification à l'ELU	125
Tableau .V.14 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS	125
Tableau .V.15 : Tableau récapitulatif de vérification de la compression du béton	125
Tableau. V.16 : Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 1er type des voiles	135
Tableau .V.17 : Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 2eme type des voiles	136
Tableau .V.18 : Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 3eme type des voiles	136
Tableau .V.19 : Choix des barres de 1ere type des voiles	137
Tableau .V.20 : Choix des barres de 2eme type des voiles	137
Tableau .V.21 : Choix des barres de 3eme type des voiles	137
Tableau .V.22 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement	138

CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure

Tableau .VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier.....	147
Tableau .VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.....	148
Tableau .VI.3 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier	150
Tableau .VI.4 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier	151
Tableau .VI.5 : Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier	152
Tableau .VI.6 : Tableau récapitulatif de ferrailage de débord	153
Tableau .VI.7 : Tableau récapitulatif de vérification de débord	153
Tableau .VI.8 :Ferrailage du voile adossé	160
Tableau .VI.9 : Vérifications des contraintes sens X-X.....	163
Tableau .VI.10 : Vérifications des contraintes sens Y-Y	163

CHAPITRE VII: Etude de Mur de soutènement

Tableau .VII.1 : Pré-dimensionnement de mur.....	165
Tableau .VII.2 : Résultats des calculs	170
Tableau .VII.3 : Représente des résultats de la vérification à la stabilité.....	172

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'elu	07
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'els.....	07
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier en traction.....	08
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul.....	09

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible	12
Figure II.2 : Détail de plancher corps creux	13
Figure II.3 : Mur extérieur	14
Figure II.4 : Mur intérieur.....	14
Figure II.5 : L'acrotère	14
Figure II.6 : Plancher en corps creux.....	16
Figure II.7 : Dimensionnement de la poutre	16
Figure II.8 : Dimension de la poutrelle.....	18
Figure II.9 : Schéma d'un escalier	19
Figure II.10 : Poteau central.....	23
Figure II.11 : Coupe de voile en élévation.....	27
Figure II.12 : Coupe de voile en plan.....	28

CHAPITRE III : Ferrailage des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.....	29
Figure. III.2 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	34
Figure III.3 : Schéma statique de l'escalier (ELU)	36
Figure III.4 : Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier (ELU)	36
Figure III.5 : Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).....	36
Figure III.6 : Schéma statique de l'escalier (ELS).....	37
Figure III.7 : Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier à ELS.....	37
Figure III.8 : Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS	37
Figure III.9 : ferrailage de l'escalier.....	45
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant	47
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	52

Figure III.12 : Diagramme de moment isostatique de balcon à l'ELU	53
Figure III.13 : Diagramme de moment isostatique de balcon à l'ELS.....	54
Figure III.14 : Section de calcul de balcon.....	54
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de balcon.....	57
Figure III.16 : Schéma de chargement de poutrelle	63
Figure III.17: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	66
Figure III.18 : Treillis soudés (20x20) cm ²	73
Figure III.19 : Ferrailage des poutrelles	74

CHAPITRE IV: Etude dynamique et sismique

Figure IV.1 : Modélisation de la structure (Vue en Plan).....	77
Figure IV.2 : Modélisation de la structure (Vue en 3D).....	78
Figure IV.3 : La disposition des voiles.....	79
Figure VI.4 : Spectre de réponse	93
Figure VI.5 : Présentation de l'effet P- Δ sur la structure	98

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments principaux

Figure V.1 : schéma de ferrailage de poteau 60x60.....	115
Figure V.2 : schéma de ferrailage de poteau 50x50.....	116
Figure V.3 : schéma de ferrailage de poteau 45x45	116
Figure V.4 : schéma de ferrailage de poteau 35x35.....	117
Figure V.5 : Schéma de ferrailage de poutre principal	127
Figure V.6 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire.....	127
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de poutre principal liée au voile.....	128
Figure V.8 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire liée au voile	128
Figure V.9 : Schéma de la disposition des voiles.....	131
Figure V.10 : schéma de ferrailage de 1ere type des voiles	139
Figure V.11 : schéma de ferrailage de 2eme type des voiles.....	139
Figure V.12 : schéma de ferrailage de 3eme type des voiles.....	139

CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure

Figure VI.1: Schéma de transmission des charges sous voiles.....	143
Figure VI.2: Schéma de transmission des charges sous poteau.....	144
Figure VI.3: centre de gravité	144
Figure VI.4 : Le panneau le plus sollicité.....	149

Figure VI.5 : Schéma statique du débord	153
Figure VI.6 : schéma de ferrailage du radier dans les deux sens	154
Figure VI.7 : mur adossé	155
Figure VI.8 :Schéma statique.....	156
Figure VI.9 : Répartition des contraintes sur le voile.....	157
Figure VI.10 : Ferrailage du mur adossé	164

CHAPITRE VII: Etude de Mur de soutènement

Figure VII.1 : Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé	165
Figure VII.2 : La géométrie des murs	165
Figure VII.3 : La figure montre le point O situé à gauche de mur.....	166
Figure VII.4 : Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation	167
Figure VII.5: Le schéma de mur de 5 mètre de hauteur	168
Figure VII.6: Diagramme des contraintes.....	169
Figure VII.7: Représentation des forces	170
Figure VII.8: Présentation de diagramme de contrainte : σ_{h1} , σ_{h2} , σ_{h3}	170
Figure VII.9: Répartition des forces de poussées F1, F2, F3, F4.....	171
Figure VII.10 : Ferrailage du mur de soutènement.....	175

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements.

A_{max} : Section d'armature maximale.

A_r : Armature de répartition.

A_s : Section d'armature.

b : Largeur.

b_0 : Largeur de la nervure.

C_p : Facteur de force horizontale.

C_t : Coefficient de période.

D : Facteur d'amplification dynamique.

d : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

$\Delta_{kx,y}$: correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$.

$\delta_{kx,y}$: Déplacements horizontaux au niveau k dans le sens x et le sens y successivement.

$\delta_{(ek) x,y}$: Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

e : Épaisseur, excentricité.

E : Module de Young.

E_b : Module de déformation différée.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force sismique de niveau.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression du béton à $\{j\}$ jours.

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à $\{j\}$ jours.

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

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

g : Largeur de la marche.

G : Action permanente.

h : Facteur de correction d'amortissement.

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

h_n : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure.

h_r : L'épaisseur du radier.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

K : Coefficient de raideur de sol.

K_0 : Coefficient de poussé.

L : Longueur.

L_0 : La longueur de la projection horizontale de la paillasse.

L_e : Longueur élastique.

M : Moment fléchissant.

M_a : Moment en appui.

M_s : Moment stabilisateur du aux charges verticales.

M_t : Moment en travée.

N : Effort normal.

n : Nombre d'étage.

N_u : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

P_k : poids total de la structure et des charges.

Q : Action d'exploitation, facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

S_t : Espacement.

T : Effort tranchant, période.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

V : Force sismique total.

V_t : Forces sismiques à la base.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

W : Poids total de la structure.

W_i : Poids au niveau $\{i\}$.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

ε : Déformation relative.

θ : Coefficient d'application.

φ : Angle de frottement.

η : Coefficient de fissuration.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

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

σ_s : Contrainte d'acier.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier.

σ_m : Contrainte moyenne.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

τ : Contrainte ultime de cisaillement.

μc : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

μ : Moment ultime réduit.

ζ : Pourcentage d'amortissement critique.

ν : Coefficient de poisson.

λ : Elancement.

Y : Position de l'axe neutre.

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

I : Moment d'inertie.

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

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

Sommaire

REMERCIEMENT

DEDICACE

RESUME

ABSTRACT

ملخص

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES SYMBOLES

Introduction générale 01

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I -1) Introduction 03

I -2) Caractéristiques géométrique de l'ouvrage 03

I.2.1) Dimensions en élévation 03

I.2.2) Dimension en plan 03

I -3) Eléments constituant l'ouvrage 03

I.3.1) Planchers 03

I.3.2) Maçonnerie 03

I.3.3) Escaliers 03

I.3.4) L'acrotère 04

I.3.5) Terrasse 04

I.3.6) Balcons 04

I.3.7) Revêtement 04

I -4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés 04

I -4-1) Le béton 04

I -4-2) Les aciers 07

I -5) Hypothèse de calcul 10

I.5.1) À l'E.L.U 10

I.3.1) À l'E.L.S 11

I -6) Les combinaisons d'action 11

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II -1) Introduction 12

II -2) Evaluation des charges et surcharges	12
II -2-1) plancher terrasse inaccessible	12
II -2-2) plancher étage courant.....	13
II -2-3) Maçonnerie	13
II -2-4) L'Acrotère.....	14
II -2-5) Balcon.....	15
II -2-6) Les escaliers.....	15
II -2-7) Surcharges d'exploitations.....	15
II -3) Pré-dimensionnement des éléments	16
II -3-1) Les planchers	16
II -3-2) Les poutres.....	16
Poutre principale.....	17
Poutre secondaire	17
II-3-3) Les poutrelles	18
II -3-4) Les balcons	18
II -3-5) Les escaliers.....	18
II -3-6) Pré- dimensionnement des poteaux.....	21
II -3-7) Pré Dimensionnement des voiles	27

CHAPITRE III : Ferrailage des éléments secondaires

III- 1) Introduction.....	29
III- 2) Etude de l'acrotère.....	29
III- 2-1) Définition.....	29
III- 2-2) Schéma statique (solicitation durable).....	29
III- 2-3) Vérification au séisme.....	29
III- 2-4) Les charges	30
III- 2-5) Les Sollicitations.....	30
III- 2-6) Ferrailage.....	30
III- 2-7) Les vérifications.....	32
III-3) Etude d'escaliers	34
III-3-1) Introduction	34
III-3-2) Détermination des sollicitations de calcul.....	34
III-3-3) Calcul des efforts internes	35
III.3.4) ferrailage	38
III-3-5) Calcul de la poutre palière.....	45
III-3-5-1) Pré dimensionnement.....	45

III-3-5-2) Ferrailage	47
III.4) Calcul des balcons	52
III.4.1) Introduction	52
III.4.2) Pré dimensionnement	52
III.4.3) Evaluation des charges et surcharges	52
III.4.4) Combinaison d'actions	52
III.4.5) Sollicitations de calcul	53
III.4.6) Ferrailage	54
III.5) Les plancher	57
III.5.1) Etude de Plancher	57
III.5.2) Calcul des poutrelles.....	58
III.5.2.1) Pré dimensionnement des poutrelles	58
III.5.2.2) calcul des sollicitations	61
III.5.2.3) Ferrailage des poutrelles	65
III.5.3) Dalle de Compression.....	72
III.5.3.1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles.....	73
III.5.3.2) Armatures parallèles aux poutrelles.....	73
CHAPITRE IV: Etude dynamique et sismique	
IV.1) Etude dynamique.....	75
IV.1.1) Introduction.....	75
IV.1.2) Objectifs de l'étude dynamique	75
IV.1.3) Modélisation de la structure étudiée.....	75
IV1.3.1) Description du logiciel ETABS	75
IV1.3.2) Modélisation des éléments structuraux.....	76
IV1.3.3) Modélisation de la masse.....	76
IV1.3.4) Choix de la disposition des voiles	79
IV 1.4) Caractéristiques géométriques de la structure	79
IV1.4.1) Centre de masse.....	79
IV.1.4.2) Centre de torsion	80
IV1.5) Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires	81
IV1.5.1) Mode de vibrations et taux de participation des masses.....	81
IV1.5.2) Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de Comportement R »	84
IV.2) Etude sismique	85

IV.2.1) Introduction.....	85
IV.2.2) La résultante des forces sismiques	86
IV.2.3) Présentation des méthodes de calcul de la force sismique	86
IV.2.4) Méthode d'analyse modale spectrale	86
IV.2.5) Méthode statique équivalente	86
IV.2.5.1) Domaine d'application de la méthode statique équivalente	87
IV.2.5.2) Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	88
IV.2.5.3) Calcul de la période fondamentale	90
IV.2.5.4) Détermination du poids total de la structure.....	91
IV.2.5.5) Spectre de réponse de calcul	92
IV.2.5.6) Calcul de l'effort tranchant modal à la base (D'après le RPA99/V 2003)	94
IV.2.5.7) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	96
IV.2.6) Vérifications des conditions réglementaire imposées par RPA.....	96
IV.2.6.1) Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	96
IV.2.6.2) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	97
IV.2.6.3) Vérification vis-à-vis du renversement.....	99
IV.2.6.4) Vérification de l'effort normal réduit ($N_{\text{réd}}$).....	102

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments principales

V.1) Introduction.....	103
V.2) Ferrailage des poteaux	103
V.2.1) Recommandations selon RPA99/2003	103
V.2.2) Combinaison des charges.....	104
V.2.3) Calcul des armatures longitudinales	105
V.2.4) Exemple de calcul.....	110
V.2.5) Sollicitation de calcul	111
V.2.6) Vérification de pourcentage maximal d'armature.....	112
V.2.7) Vérification des poteaux à l'ELU.....	112
V.2.8) Calcul des armatures transversales des poteaux (RPA99, Article 7.4.2.2).....	113
V.2.9) Vérification des poteaux à l'ELS	114
V.2.10) Schéma de ferrailage.....	115
V.3) Etude des poutres.....	117
V.3.1) introduction	117
V.3.2) Recommandations du RPA99 version 2003	117
V.3.3) Les combinaisons de calcul.....	118
V.3.4) Ferrailage des poutres	118

V.3.4.1) sollicitation de calcul	118
V.3.4.2) Exemple de calcul.....	119
V.3.4.3) Ferrailage des armatures longitudinaux.....	124
V.3.4.4) Armature transversales.....	124
V.3.4.5) Les Vérifications.....	125
V.3.5) Schéma de ferrailage	127
V.4) Ferrailage des voiles	128
V.4.1) Introduction.....	128
V.4.2) Recommandations du RPA99/2003.....	129
V.4.3) Combinaisons de calcul	130
V.4.4) Calcul du ferrailage des voiles	131
V.4.4.1) Présentation de la méthode de calcul.....	131
V.4.4.2. Exemple de calcul	133
V.4.4.3) sollicitation de calcul	135
V.4.4.4) Choix des barres pour chaque type.....	137
V.4.5) Vérification à l'ELU et l'ELS	138
V.4.6) Schéma de ferrailage des voiles	139

CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure

VI.1) Etude des fondations	140
VI.1.1) Introduction.....	140
VI.1.2) Choix du type de fondation.....	140
VI.1.3) Etude du radier	141
VI.1.4) Etude du radier général.....	141
VI.1.4.1) Pré dimensionnement du radier.....	141
VI.1.4.2) Calcul des sollicitations	142
VI.1.4.3) Vérification de la surface de radier	143
VI.1.4.4) Condition de cisaillement	143
VI.1.4.5) Condition de non poinçonnement	143
VI.1.4.6) Caractéristique géométrique du radier.....	144
VI.1.4.7) Vérification de la stabilité au renversement du radier.....	145
VI.1.4.8) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	146
VI.1.4.9) Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA.....	146
VI.1.4.10) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	147
VI.1.5) Ferrailage de la dalle	148
VI.1.5.1) Calcul des sollicitations	148

VI.1.5.2) Evaluation des Charges et Surcharges.....	149
VI.1.5.3) Ferrailage	150
VI.1.5.4) Vérification à l'ELS	152
VI.1.6) Ferrailage des débords.....	153
VI.1.7) Schéma de ferrailage du radier	154
VI.2) Voile adossé.....	154
VI.2.1) Introduction.....	154
VI.2.2) Dimensionnement.....	155
VI.2.3) Ferrailage	155
VI.2.3.1) Evaluation des Charges et Surcharges.....	156
VI.2.3.2) Détermination des moments.....	158
VI.2.3.3) Sollicitation du calcul	158
VI.2.3.4) Exemple de calcul	159
VI.2.4) Vérification à l'ELS	162
VI.2.5) Schéma de ferrailage	164

CHAPITRE VII: Etude de Mur de soutènement

VII.1) Pré-dimensionnement.....	165
VII.2) principe de vérification	166
VII.2.1) Stabilité au glissement.....	166
VII.2.2) Stabilité au renversement	166
VII.2.3) Stabilité interne	166
VII.2.4) vérification au poinçonnement	168
VII.3) Calcul statique	168
VII.3.1) Détermination du poids de mur (WT).....	168
VII.3.2) Détermination du coefficient de poussée des terres au repos (K_0).....	169
VII.3.3) Calcul de contraintes (σ).....	169
VII.3.4) Calcul des forces (F)	169
VII.3.5) Vérification de la Stabilité.....	171
VII.3.6) Vérification au glissement.....	171
VII.3.7) Vérification au renversement.....	171
VII.3.8) Verification au poinçonnement.....	172
VII.4) Ferrailage.....	172
VII.4.1) Ferrailage de la semelle.....	172
VII.4.2) Ferrailage du Rideau	173
VII.4.3) Schéma de ferrailage	175

CONCLUSION GENERALE176

BIBLIOGRAPHIE

ANNEX

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple (commercial, habitation) composée d'un R+6+entre sol + mur de soutènement qui sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU, Classé zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel ETABS.V9.7.

Le calcul des dimensions et de ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA93 BEAL 91 modifiée 99, RPA 99 version 2003).

Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisé le logiciel (SOCOTEC).

Enfin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Abstract

The aim of this study is the conception of structure used for (commercial, residential.)

It composed of R + 6 stories + one between ground + Retaining wall that will be established in TIZI OUZOU state which is classified in zone IIa according to the Algerians rules against of quake (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software ETABS.V9.7.

The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (CBA 93, BAEL91 modified99, RPA – Version 2003).

About the checking of reinforcement, we used software SOCOTEC.

At the end, the study of the elements of the underground, namely the foundations, also part from this project.

مقدمة

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع متنوع (تجاري , سكني) تتألف من طابق التحت الأرضي +طابق ارضي سفلي + 6طوابق + جدار استناد يتم انجازها بولاية تيزي وزو المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 Version 2003).

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج آلي ETABS V9.7 .

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL 91 modifier 99,CBA 93 et RPA 99 modifier 2003).

للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج آلي SOCOTEC .

دراسة الطوابق المشكلة لقاعدة البناية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils 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.

Un ouvrage doit être conçu de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis-à-vis de sa ruine, et garder un bon comportement en service vis-à-vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses usagers.

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

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

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

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment **R+6+entre sol avec mur de soutènement (a coté de la structure)** à contreventement mixte, la structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003**, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel **ETABS 9.6**.

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.

- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
 - Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
 - Le dernier chapitre, pour l'étude de mur de soutènement a coté de la structure.
- Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I -1) Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage mixte (R + 6)+ entre sol + mur de soutènement Classé en groupe 3 selon le R.P.A 99 / 2003. Il est implanté à **boghni, tizi ouzou**, comme étant une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).

I -2) Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

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

I.2.1) Dimensions en élévation

- Hauteur du Entre sol et RDC étage ----- 4.08 m
- Hauteur étage courant ----- 3.06 m
- Hauteur totale y compris l'acrotère ----- 27.02 m

I.2.2) Dimension en plan

- Longueur en plan ----- 19.8 m
- Largeur en plan ----- 13.8 m
- Longueur du balcon ----- 1.2 m

La construction de ce bâtiment est soumise à des exigences de sécurité, confort, esthétique et économique.

I -3) Eléments constituant l'ouvrage

I.3.1) Planchers

Les planchers de tous les niveaux seront réalisés en corps creux avec une table de compression en béton armé et poutrelles préfabriquées. Pour les raisons suivantes :

- facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

I.3.2) Maçonnerie

- Murs extérieurs (remplissage) : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparée par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.3) Escaliers

- Le bâtiment présente un seul deux types d'escalier à deux volées et trois volées.
- Les escaliers sont coulés sur place.

I.3.4) L'acrotère

- Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5) Terrasse

- La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.3.6) Balcons

- Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

I.3.7) Revêtement

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.

I -4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

I -4-1) Le béton

a) Définition

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants", en considère une masse volumique de **2500Kg/m³**.

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$**

b) Composition du béton *Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$*

- 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.

c) Résistance caractéristique à la compression

- Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x 32) par compression axiale après 28jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA93Art A-2-1-1) :

Pour $j < 28$, f_{c28} du béton non traite thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83j) & \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95j) & \text{si : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j > 28$ on a $f_{cj} = f_{c28}$

d) Résistance caractéristique à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

e) Déformation du béton

- **Module d'élasticité longitudinal**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité transversale**

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad \text{MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \begin{cases} \nu = 0 & \text{si le béton supposé fissuré à ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{cases}$$

f) Contraintes limites

- **Contrainte limite à la compression**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.3})$$

$$\text{Sachant que : } \gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

- $\theta =$ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T}$$

$$f_{bu} = 21,74 \text{ MPa S.A}$$

- **Contrainte limite de cisaillement** (Art 7-4.3. 1 BAEL91)

Pour la fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{situation courante} \\ 4,35\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{situation courante} \\ 3,26\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Contraintes de service à la compression** (BAEL91)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

g) Diagramme contraintes déformations (A.4.3.4.1CBA93)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **L'état limite ultime**

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit :

(Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des

coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe

des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

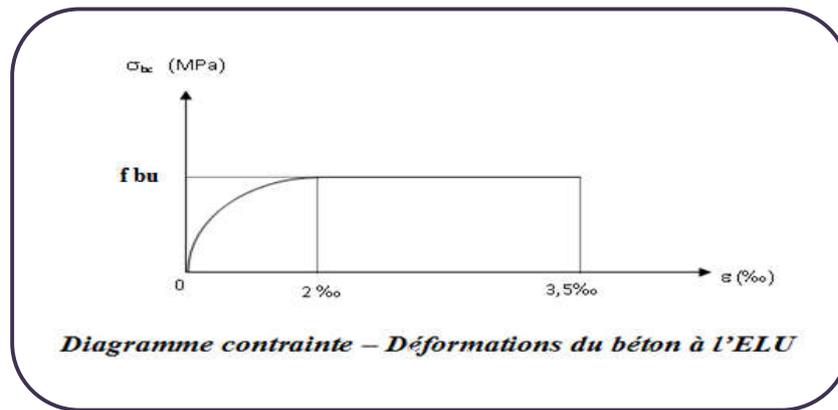


Figure I.1 : diagramme contrainte-déformation du béton à l'elu

- L'état limite de service

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte

limite est donnée par: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

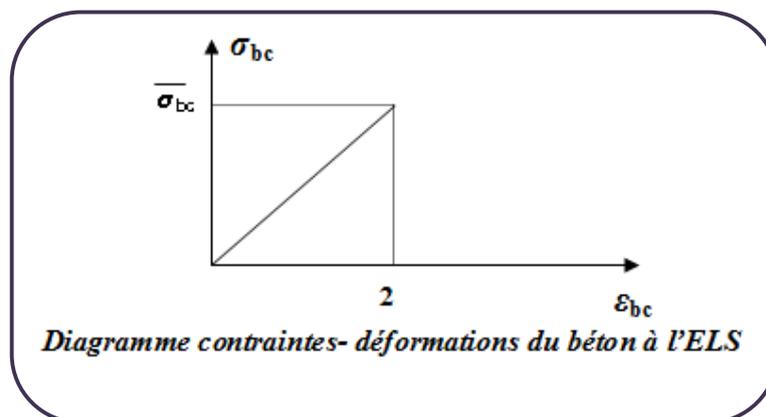


Figure I.2 : diagramme contrainte-déformation du béton à l'els

I -4-2) Les aciers

a) Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse(RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers de haute adhérence(HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa.

b) Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	1,3	1

c) Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

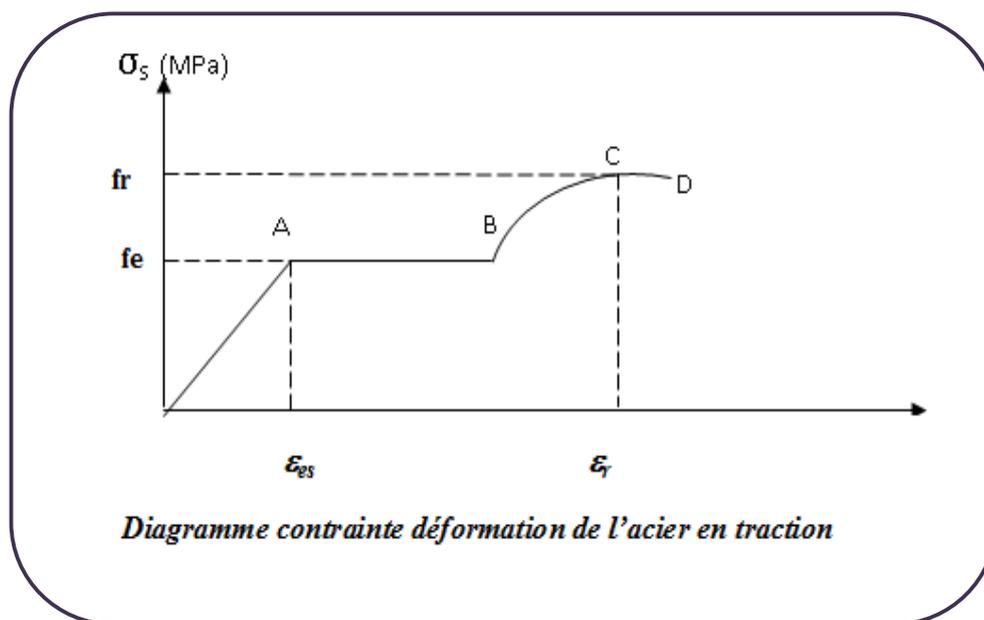


Figure I.3 : diagramme contrainte déformation de l'acier en traction

- Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit:

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ε_r : Allongement à la rupture

- On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

d) Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

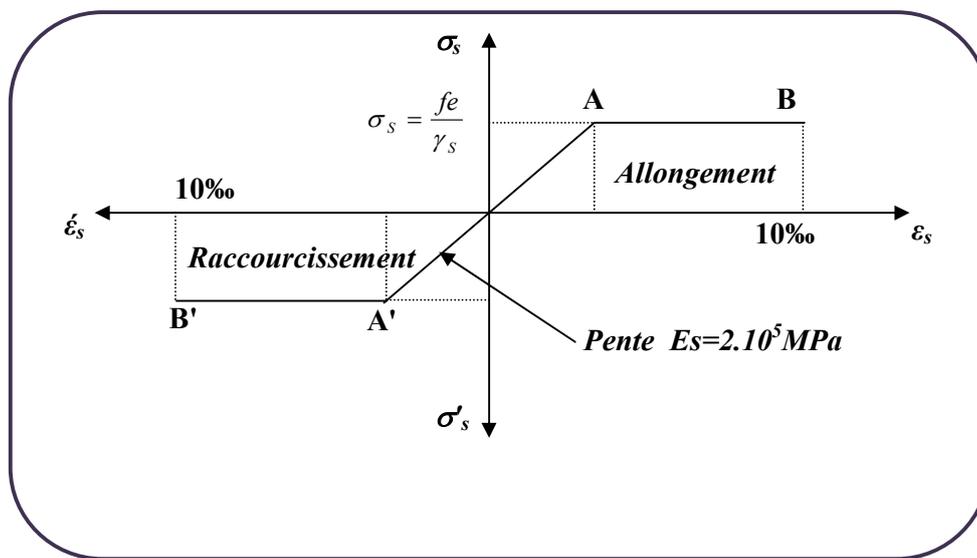


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul

- Limite d'élasticité à L'ELU

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

E_s : (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité.

Sachant que : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

$$\text{Pour notre cas : } \sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{MPa} & \text{en S.D} \\ 400 \text{MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$$

• Etat limite de service

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 202 \text{MPa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97 \text{MPa}$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

• Protection des armatures (Art A.7-2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I -5) Hypothèse de calcul

I.5.1) À l'E.L.U

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

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

I.3.1) À P'É.L.S

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

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion}$$

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

I -6) Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitué par des actions à considérer simultanément et représente une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

- **Combinaison de RPA99 /V2003**

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

- **Combinaison du BAEL 91**

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

II -1) Introduction

Le but pré-dimensionnement est de définir les dimensions de différents éléments de la structure.

Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version2003**, **CBA93**, **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II -2) Evaluation des charges et surcharges

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q, nous allons référer au (DTR B-C2-2).

II -2-1) plancher terrasse inaccessible

- protection gravillon (ép. 5 cm) 1,00 KN / m²
- Etanchéité multicouche (ép. 2 cm) 0,12 KN / m²
- Papier kraft (2 feuille) 0,50 KN / m²
- Forme de pente en béton maigre (ép. 5 cm) 0,55 KN / m²
- Plancher en corps creux (16 + 4) cm..... 2,80 KN / m²
- Enduit en plâtre (ép. 2cm)..... 0,20 KN / m²
- Isolation thermique en liège (4 cm) 0,16 KN / m²

$$G_t = 5,33 \text{ KN / m}^2$$

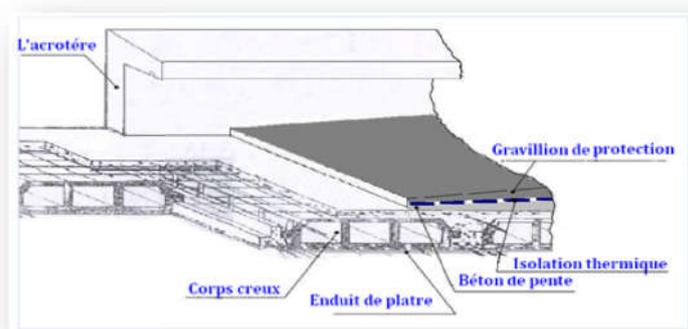


Figure II.1. Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible.

II -2-2) plancher étage courant

-Carrelage (2 cm).....	0,40 KN / m ²
-Chape en mortier de ciment (ép. 2 cm)	0,40 KN / m ²
-Couche de sable (ép. 3cm)	0,54 KN / m ²
-Plancher en corps creux (16 +4) cm.....	2,80 KN / m ²
-Enduit en plâtre (ép. 2 cm)	0,20 KN / m ²

$G_t = 4.34 \text{ KN} / \text{m}^2$

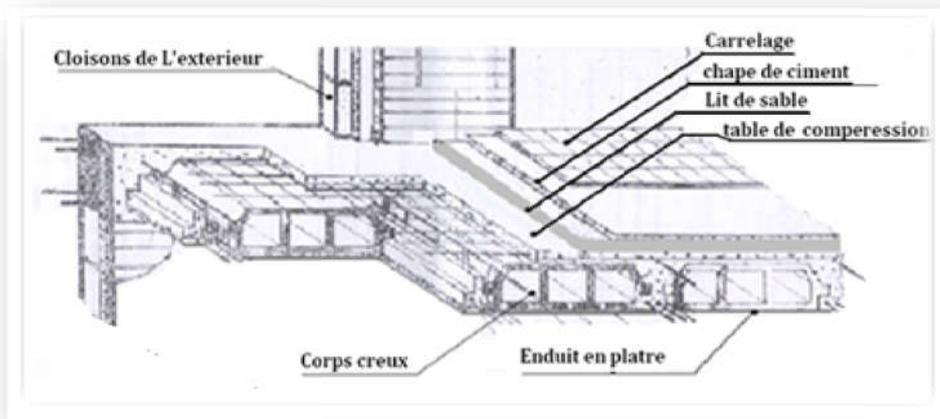


Figure II.2.Détail de plancher corps creux.

II -2-3) Maçonnerie

✓ **Les murs extérieurs**

-Enduit ciment (ép. 2 cm).....	0,36 KN / m ²
-Brique de 15 cm	1,30KN / m ²
-L'âme de l'aire (5cm)	
-Brique de 10 cm	0,90 KN / m ²
-Enduit en plâtre (ép. 2 cm)	0.20 KN/ m ²

$G_t = 2,76 \text{ KN} / \text{m}^2$

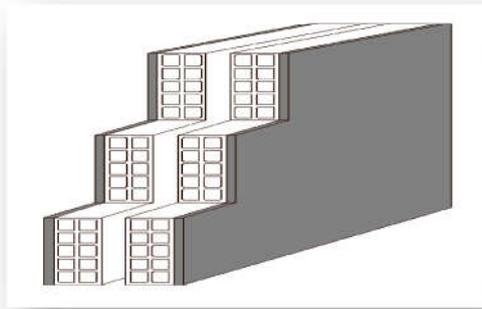


Figure II.3.Mur extérieur.

✓ Les murs intérieurs

- Brique creuse (ép. 10 cm) 0.90 KN / m²
- Enduit en plâtre (ép. 2x2cm) 0.40 KN / m²

$G_i = 1.3 \text{ KN / m}^2$

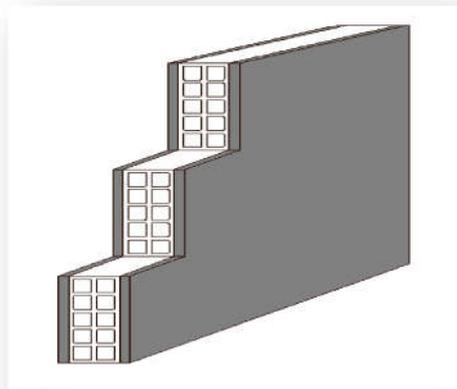


Figure II.4.Mur intérieur.

II -2-4) L'Acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale total de l'acrotère

ρ : le poids volumique de béton $\rho = 25 \text{ KN / m}^3$

La surface de l'acrotère:

$$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.4) = 0,058 \text{ m}^2$$

$$G = 0.058 \times 25 = 1.45 \text{ KN / m}$$

$G = 1.45 \text{ KN / m}$

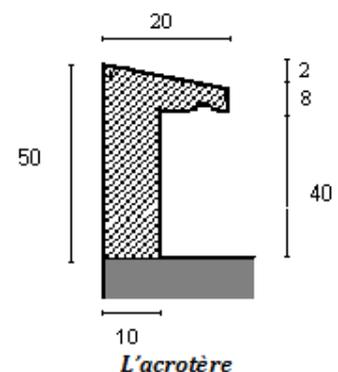


Figure II.5.L'acrotère.

II -2-5) Balcon

- Carrelage..... (ep =2cm).....0,40 KN/m².
- Mortier de pose (ep =3cm).....0,60 KN/m².
- Couche de sable..... (ep =2cm)..... 0,36 KN/m².
- Dalle en béton armé..... (ep =15cm).....3.75 KN/m².
- Enduit en plâtre..... (ep =2cm).....0,20KN/m².

Gt =5.31KN/m².

II -2-6) Les escaliers

Palier:

- Poids propre de palier (ep =15cm).....3.75KN/m².
- Mortier de pose(ep =3cm).....0.60KN/m².
- Carrelage (ep = 2cm)0.40KN/m²
- Enduit en plâtre.....(ep =2cm)..... 0,20KN/m².
- lit de sable(ep = 2 cm)..... 0.36 KN/m²

Gt =5.31KN/m²

Paillasse

- Poids propre de paillasse(ep =15cm)..... 4.15 KN/m².
- Poids propre de la marche(ep =0.17 /2 cm) 2.12 KN/m².
- Carrelage.....(ep =2cm).....0,4 KN/m².
- Mortier de pose (ep =3cm)..... .0.60KN/m².
- Enduit de plâtre (ep =2cm)..... 0.20KN/m²
- Garde du corps 1KN/m²
- Couche de sable (ep =2cm)..... .0,36KN/m².

Gt =8.83KN/m²

II -2-7) Surcharges d’exploitations

- Plancher terrasse (inaccessible)..... Qt =1,00KN/m².
- Plancher courant (usage d’habitation).....Qt =1,50KN/m².
- Escalier (usage d’habitation).....Qt =2,50KN/m².
- Balcon.....Qt =3,50KN/m².
- Plancher (locaux commerciaux)..... Qt = 4 KN/m².

II -3) Pré-dimensionnement des éléments

II -3-1) Les planchers

Introduction

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir de cette condition ci-après :

$$e \geq L / 22.5 \Rightarrow 470/22.5 = 19.11 \text{ cm.}$$

Finalement l'épaisseur à retenir est : **ht = 20cm (16+4) cm**

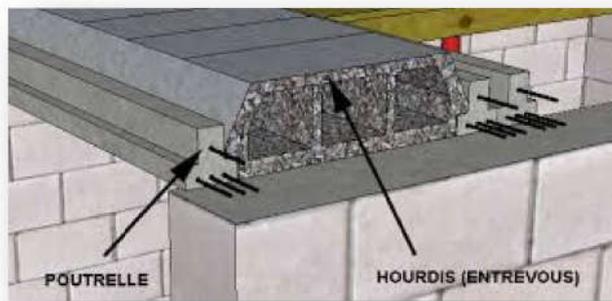


Figure II.6.Plancher en corps creux.

II -3-2) Les poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré- dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **RPA2003 version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

la hauteur totale de la poutre :

Selon BAEL91 : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$

la largeur de la poutre:

$$0.3ht \leq b \leq 0.7ht$$

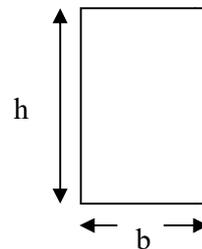
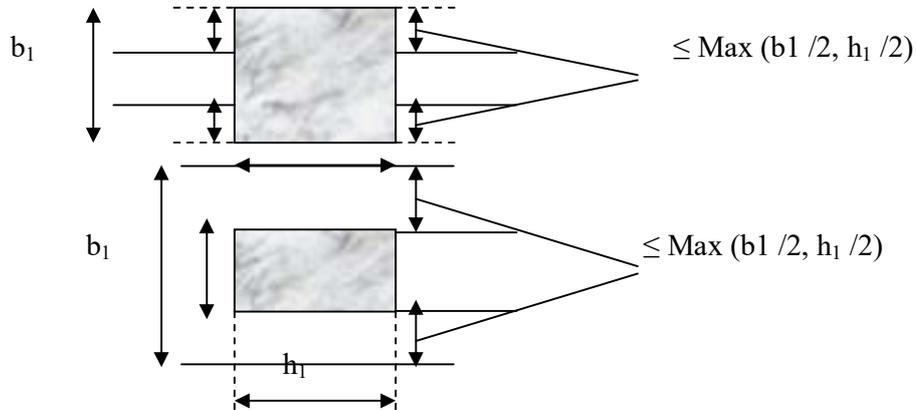


Figure II.7.Dimensionnement de la poutre.

$ht \geq 30\text{cm}$
 $b \geq 20\text{cm}$
Selon le RPA99 (zone IIa) (Art 7-4-1) :
 $ht/b \leq 4.0$
 $b_{\text{max}} \leq 1.5h + b_1$



➤ Dimension à respecter par les poutres

• Poutre principale

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq ht \leq L/10 \\ 0.3ht \leq b \leq 0.7ht \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 550/15 \leq ht \leq 550/10 \\ 0.3ht \leq b \leq 0.7ht \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} ht = 45 \text{ cm} \\ 12 \leq b \leq 28 \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003

$b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm}$

$h_t = 45 \text{ cm} > 30\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$

$\frac{h_t}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4$

• Poutre secondaire

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq ht \leq L/10 \\ 0.3ht \leq b \leq 0.7ht \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 470/15 \leq ht \leq 470/10 \\ 0.3ht \leq b \leq 0.7ht \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} ht = 40 \text{ cm} \\ 12 \leq b \leq 28 \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003

$b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$

$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$

$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \Rightarrow \text{C.V}$

Poutre principale : (45X30)

Poutre secondaire :(40X30)

II-3-3) Les poutrelles

Selon les règles BAEL91/99 les poutrelles sont dimensionnées comme suite (figure II.8) :

La distance entre axes des poutrelles $L_n = 60$ cm

$$\text{et } b_1 = \text{Min} \left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L_{x,\text{max}}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right).$$

h_0 : La hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x,\text{max}}$: La portée maximale de la poutrelle, $L_{x,\text{max}} = 470$ cm.

D'où $b_1 = \text{Min} (30 ; 47.0 ; [24,32]) ; 24 < b_1 < 32$ on prend : **$b_1=24$ cm.**

$b_0 = L_n - 2b_1$ on prend **$b_0=12$ cm.**

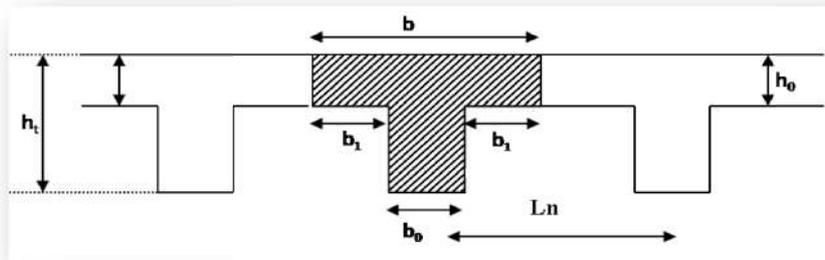


Figure II.8.Dimension de la poutrelle.

II -3-4) Les balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ Avec } L: \text{ largeur de balcon.}$$

$e \geq 120 / 10 = 12$ cm On prend **$e=15$ cm.**

II -3-5) Les escaliers

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte deux types d'escalier (escalier a deux volées et trois volées).

Les paillasse sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

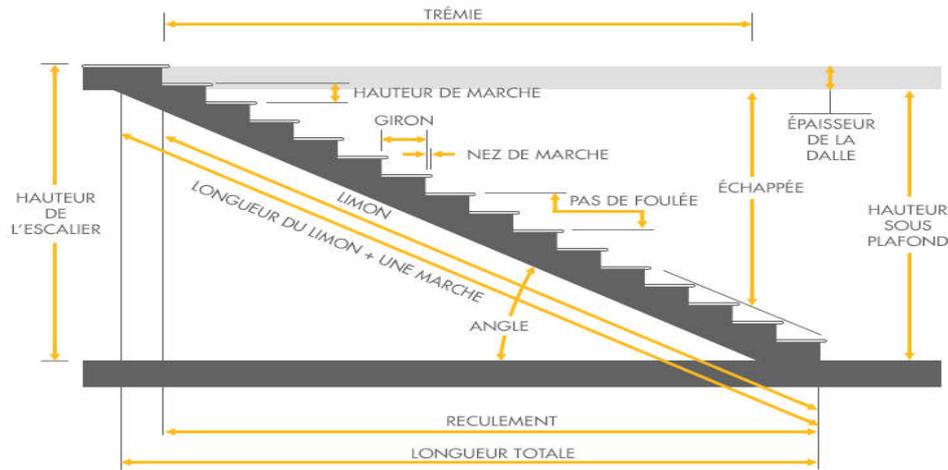


Figure II.9.Schéma d'un escalier.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivants :

- Cage d'escalier : mur ou voile entourant l'escalier.
- Marche (giron) "g" : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
- Contre marche " h " : la hauteur de marche.
- Paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- Palier : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- Hauteur de marche : sa valeur est comprise entre $18\text{ cm} \geq h \geq 13\text{ cm}$.
- Largeur de marche :

Relation entre hauteur et la largeur pour que l'escalier puisse être monté facilement :

Formule de **Blondel** : $0,59 \leq g + 2 h \leq 0,66$ (en m).

On pratique on prend : $g + 2 h = 0,64$ m .

➤ **Pré dimensionnement de la paillasse et de palier**

- **Pour 1^{er} étage (trois volées)**

Volée 1 :

Connaissant H et L

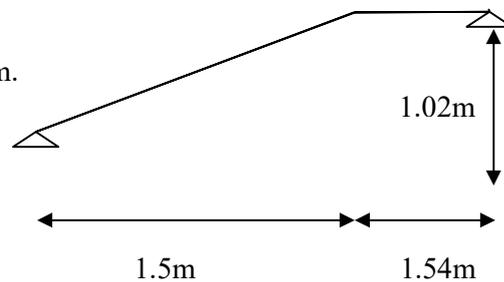
-Choix de la hauteur de la marche: $h = 17\text{ cm}$.

-Détermination du nombre des marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ marches.}$$

-Détermination de giron :

$$L = g (n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30\text{ cm.}$$



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102-17}{150} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,68^\circ$$

$$\operatorname{Sin} \alpha = \frac{H}{L'} \Rightarrow L' = \frac{H}{\operatorname{sin} \alpha} = 171,66 \text{ cm.}$$

-Epaisseur de dalle d'escalier :

Condition de flèche :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 5,72 \leq e_p \leq 8,5 \text{ cm} \quad \text{Donc: } e_p = 8 \text{ cm.}$$

Volée 2 :

Connaissant H et L

-Choix de la hauteur de la marche: h = 17 cm.

-Détermination du nombre des marches

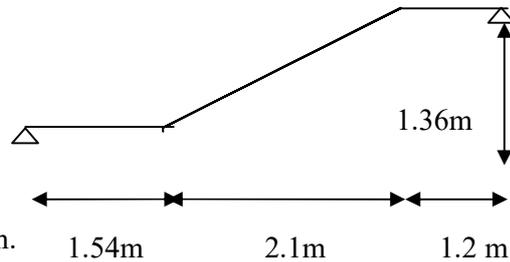
$$n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8 \text{ marches.}$$

-Détermination de giron :

$$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm.}$$

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136-17}{210} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\operatorname{Sin} \alpha = \frac{H}{L'} \Rightarrow L' = \frac{H}{\operatorname{sin} \alpha} = 241,36 \text{ cm.}$$



-Epaisseur de dalle d'escalier :

Condition de flèche :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 8,04 \leq e_p \leq 12,06 \text{ cm}$$

Donc: $e_p = 10 \text{ cm.}$

Volée 3 :

Connaissant H et L

-Choix de la hauteur de la marche: h = 17 cm.

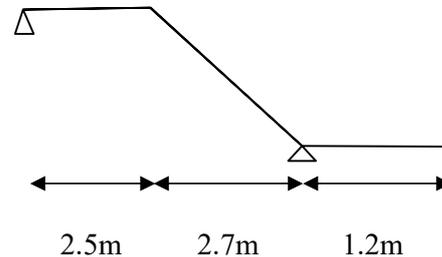
-Détermination du nombre des marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10 \text{ marches.}$$

-Détermination de giron :

$$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm.}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170-17}{270} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$



$$\sin \alpha = \frac{H}{L'} \Rightarrow L' = \frac{H}{\sin \alpha} = 310.32 \text{ cm.}$$

-Epaisseur de dalle d'escalier :

Condition de flèche :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 10.34 \leq e_p \leq 15.51 \text{ cm} \quad \text{Donc: } e_p = 15 \text{ cm.}$$

Pour 2^{eme} - 7^{eme} étage (deux volées)

Connaissant H et L

-Choix de la hauteur de la marche: h = 17 cm.

-Détermination du nombre de marche :

Il y a deux volées (H/2=1.53 m) on aura 18 contre marches entre chaque étage ; et on a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée 1,53m Donc : il y a 9 contre marches sur une volée.

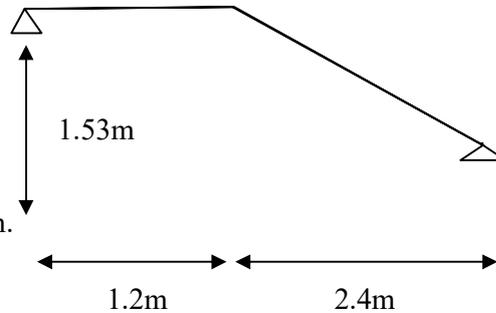
$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marches.}$$

-Détermination de giron :

$$L = g (n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153-17}{240} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.24^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L'} \Rightarrow L' = \frac{H}{\sin \alpha} = 278.42 \text{ cm.}$$



-Epaisseur de dalle d'escalier :

Condition de flèche :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 9.28 \leq e_p \leq 13.92 \text{ cm} \quad \text{Donc: } e_p = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Remarque**

on prendre **ep=15cm** pour tous les types d'escalier.

II -3-6) Pré- dimensionnement des poteaux

Ils sont en général de forme carrée ou de forme rectangulaire.

Les dimensions de leurs sections transversales doivent satisfaire les conditions du RPA 99 (artic 7.4.1/V20)

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zones I et II}_a$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \quad \text{en zones II}_b \text{ et III}$$

$$\text{Min} (b_1 , h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < (b_1 / h_1) < 4$$

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

$$Br \geq \frac{K \cdot \beta \cdot Nu}{\frac{\theta \cdot f_{bu}}{0.9} + 0.9 \frac{f_{ed}}{100}} \quad (\text{Art 5-5 BAEL91})$$

$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 \\ \text{et } f_{c28} \text{ à remplacer par } f_{cj} \end{array} \right\}$ Si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.

 $k = 1.00$ Pour les autres cas .

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow f_{ed} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

_ Si $\lambda \leq 50$: $\beta = 1 + 0.2(\lambda / 35)^2$

_ Si $50 < \lambda < 70$: $\beta = 0.6(50 / \lambda)^2$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra l'élancement mécanique forfaitairement égale à : $\lambda=35$

D'où : $\beta=1.2$

Donc : $Br \geq 0.064 Nu$

Le pré-dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité
 Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

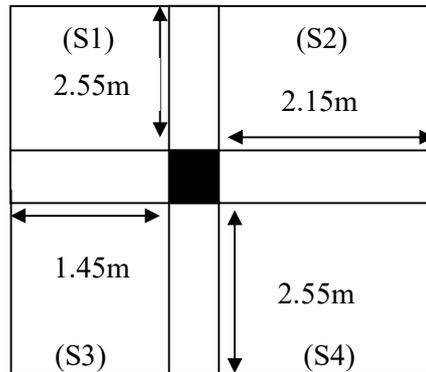


Figure II.10.Poteau central.

a. Calcul de la surface afférente de poteau central

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

$$S_{\text{aff}} = (2.55 \times 1.45) + (2.15 \times 2.55) + (1.45 \times 2.55) + (2.55 \times 2.15).$$

$$S_{\text{aff}} = 18.36 \text{m}^2.$$

➤ **Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5Q.

Q : Charge d’exploitation. Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par

« **BAEL 91 modifié 99** »

Avec :

n: Nombre d’étage.

Q₀ : La charge d’exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, …, Q_n : Les charges d’exploitation des planchers courants.

Tableau II.1. Dégression des charges d'exploitations

Niveaux	Charge d'exploitation	∑ charge d'exploitation
N6	Q ₀	∑ ₀ =Q ₀
N5	Q ₁	∑ ₁ =Q ₀ +Q ₁
N4	Q ₂	∑ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)
N3	Q ₃	∑ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)

N2	Q ₄	Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)
N1	Q ₅	Σ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)
RDC	Q ₆	Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)
Entre sol	Q ₇	Σ ₇ =Q ₀ +0,71 (Q ₁ +.....+Q ₇)

b. Exemple du calcul

➤ Niveau terrasse (7^{ème} étage)

G_{terrasse} = 5.33 KN/ m²

Q_{terrasse} = 1 KN/ m²

Nu_{terrasse} = 1.35 G_{terrasse} + 1.5 Q_{terrasse} = 1.35x5.33 + 1.5x1 = 8.695 KN/ m²

G_{Poutre.P} = 0.3 x 0.45 x 5.1 x 25 = 17.21 KN

G_{Poutre.S} = 0.30 x 0.40 x 3.60 x 25 = 10.8 KN

Nu_{p.p} = 1.35 x 17.21 = 23.23 KN

Nu_{p.s} = 1.35 x 10.8 = 14.58 KN

Nu_{poteau} = 1.35 x (a x b) x H x 25.

Avec :

(a x b) : La section de poteau.

H: La hauteur de l'étage (pour **entre sol** et **RDC** : H=4.08m et pour 2 a 7^{ème} étages H=3.06m).

1.1Σ Nu = 1.1 [(Nu_{terrasse} x S) + Nu_{p.p} + Nu_{p.s} +Nu_{poteau.Cum}].

1.1Σ Nu = 1.1 (8.695 x 18.36) + 23.23 + 14.58 = 217.19 KN

B_r = 0.64 x 1.1Nu = 139 KN

a = (B_r)^{0.5} + 2 cm → a = (139)^{0.5} + 2 = 13.78 cm.

Donc on prend : la section : **(30 x 30) cm.**

Tableau II.2. Descente de charge

Niveaux	Élément	G (kn)	Q (kn)
6-6	Plancher terrasse Poutre principale Poutre secondaire	$18.36 \times 5.33 = 97.85$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 5.1 = 17.21$ $(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 3.6 = 10.8$ G=125.86	$1 \times 18.36 = 18.36$ Q= 18.36
5-5	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 7 - 7	$18.36 \times 4.34 = 79.68$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 5.1 = 17.21$ $(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 3.6 = 10.8$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 125.86 G = 240.43	$1.5 \times 18.36 = 27.54$ Q = 45.9
4-4	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 6 - 6	$18.36 \times 4.34 = 79.68$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 5.1 = 17.21$ $(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 3.6 = 10.8$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 240.43 G = 355	$18.36 + 0.95 \times (27.54 \times 2) = 70.68$ Q = 70.68
3-3	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 5 - 5	$18.36 \times 4.34 = 79.68$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 5.1 = 17.21$ $(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 3.6 = 10.8$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 355 G = 469.57	$18.36 + 0.95 \times (27.54 \times 3) = 92.71$ Q = 92.71
2-2	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 4 - 4	$18.36 \times 4.34 = 79.68$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 5.1 = 17.21$ $(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 3.6 = 10.8$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 469.57 G = 584.14	$18.36 + 0.95 \times (27.54 \times 4) = 112$ Q= 112
1-1	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 3-3	$18.36 \times 4.34 = 79.68$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 5.1 = 17.21$ $(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 3.6 = 10.8$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 584.14 G = 698.71	$18.36 + 0.95 \times (27.54 \times 5) = 128.52$ Q = 128.52
RDC	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 2-2	$18.36 \times 4.34 = 79.68$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 5.1 = 17.21$ $(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 3.6 = 10.8$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 4.08 = 9.18$ 698.71	$18.36 + 0.95 \times (27.54 \times 6) = 142.3$

		G= 815.58	Q = 142.3
Entre sol	Plancher courant	18.36 x4.34=79.68	Q7= 18.36x4= 73.44
	Poutre principale	(0.3x0.45)x25x5.1=17.21	
	Poutre secondaire	(0.3x0.4)x25x3.6=10.8	18.36 + 0.95 x (73.44
	Poteau	(0.3x0.3)x25x4.08= 9.18	x 7)= 506.74
Revenant 1-1	815.58		
		G= 932.48	Q = 506.74

Tableau II.3.Choix des sections des poteaux

Etage	G(kn)	Q(kn)	Nu(kn) (1.35G+1.5Q)x 1.1	Br(cm ²)	a x b (cm. cm)	a x b (selon RPA)	a x b (choix)
6	125.86	18.36	217.19	139	13.78x13.78	(30x30)	(35x35)
5	240.43	45.9	432.77	276.97	18.64x18.64	(30x30)	(35x35)
4	355	70.68	643.8	412.03	22.29x22.29	(30x30)	(45x45)
3	469.57	92.71	850.28	544.18	25.32x25.32	(30x30)	(45x45)
2	584.14	112	1052.25	673.44	28 x 28	(30x30)	(45x45)
1	698.71	128.52	1249.64	799.78	30.3x30.3	(30x30)	(50x50)
RDC	815.58	142.3	1445.93	925.4	32.42x32.42	(30x30)	(50x50)
Entre sol	932.48	506.74	2220.85	1421.34	39.7x39.7	(30x30)	(60x60)

➤ **Vérification des poteaux aux exigences de l’RPA 99**

L’article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b, h)} \geq 30$$

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

$$1/4 \leq b / h \leq 4$$

Application Pour le poteau (35x35)

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 30 \\ \text{Min}(b, h) \geq h_e / 20 \\ 1/4 \leq b / h \leq 4 \end{cases} \begin{cases} \text{Min}(35, 35) \geq 30 \\ \text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 = 15,3\text{cm} \\ 1/4 \leq b / h = 1 \leq 4 \end{cases} \quad CV$$

II -3-7) Pré Dimensionnement des voiles

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003**.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99V2003** article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

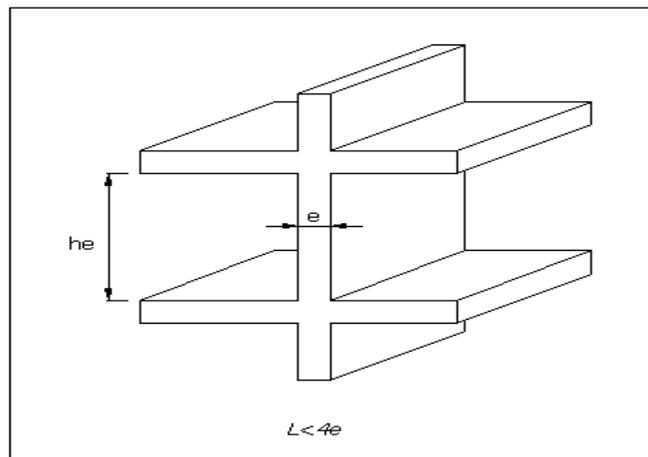


Figure II.11. Coupe de voile en élévation.

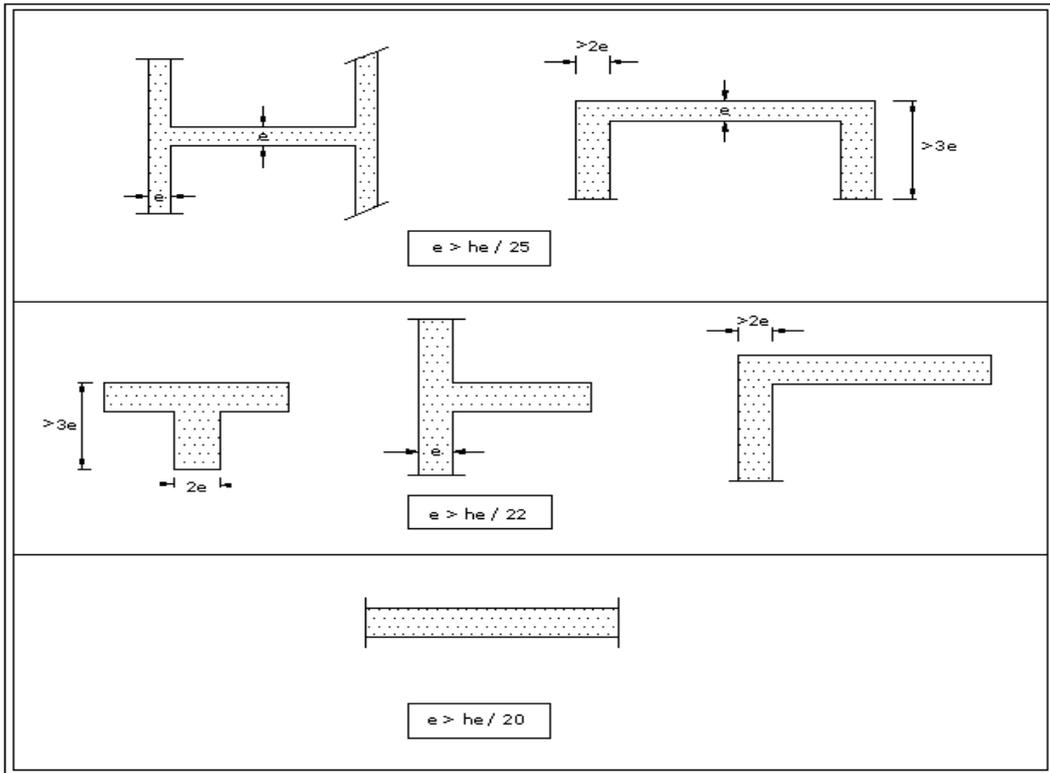


Figure II.12. Coupe de voile en plan.

$$h_c = 4.08 - 0.45 = 3.63\text{m}$$

$$e \geq \text{Max} \left(15\text{cm} ; \frac{363}{25} ; \frac{363}{22} ; \frac{363}{20} \right) ; \quad e \geq \text{Max} (15\text{cm} ; 14.52 ; 16.5 ; 18.15).$$

$$e \geq 18.15\text{cm}.$$

On prend $e = 20\text{cm}$ pour tous les niveaux.

III- 1) Introduction

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

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

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

III- 2) Etude de l'acrotère

III- 2-1) Définition

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

III- 2-2) Schéma statique (solicitation durable)

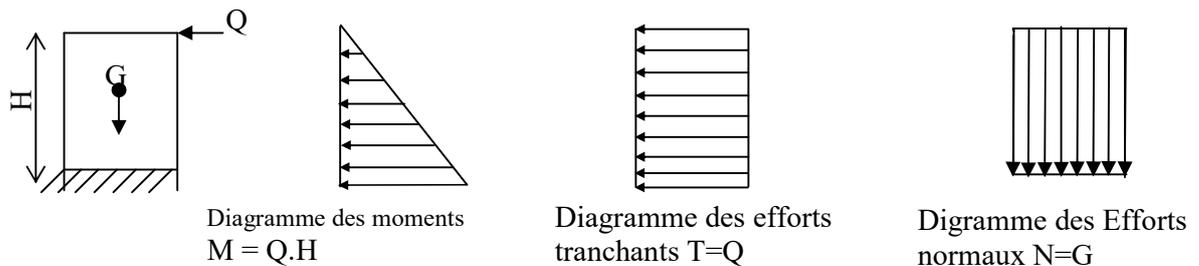


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère

III- 2-3) Vérification au séisme

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe3) $\Rightarrow A = 0.1$

C_p: facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

C_p = 0,80 (élément en console)

W_p: poids de l'acrotère **W_p = 1.45 KN/ml**

D'où : $F_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 1.45$

F_p = 0.696 KN/ml

III- 2-4) Les charges

Poids propre de l'acrotère: $G=1.45\text{KN/ml}$

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

Force sismique : $F_p = 0.696 \text{ KN/ml}$

III- 2-5) Les Sollicitations

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 1.45 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment : $M_G=0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.50 = 0.5 \text{ KN.ml}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{Fp} = F_p \cdot h^2/3 = 0.058\text{KN.ml}$

➤ **Combinaison des sollicitations**

ELU : $N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q$

ELS : $N_{ser} = N_G + N_Q$

$M_{ser} = M_G + M_Q$

Combinaison accidentelle : $G + 0,75Q + F_p$

Tableau III.1 : Les sollicitations dues à l'acrotère

Cas	M (kN.m)	N (KN)
ELU	0.75	1.96
ELS	0.5	1.45
Combinaison accidentelle	0.43	1.45

III- 2-6) Ferrailage

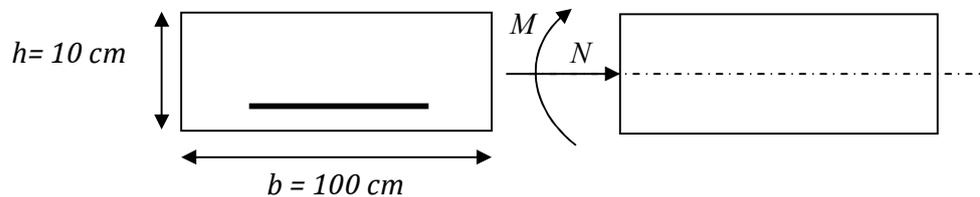
Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$h = 10 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 8 \text{ cm}$

$d' = 2 \text{ cm}$



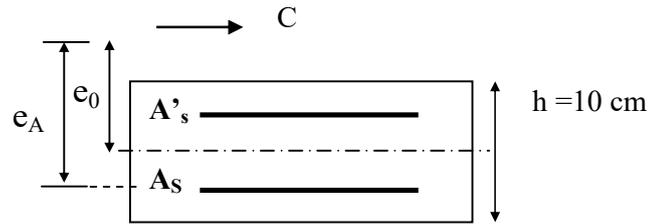
❖ Calcul des armatures à L'E.L.U

➤ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = M_u / N_u = 0.75 / 1.96 = 0.38 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 = 38 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$



D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.38 + (0.1/2 - 0.02) = 0.41 \text{ m}$$

$$e_A = 0.41 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times e_A = 1.96 \times 0.41 = 0.80 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.80 * 10^{-3}}{1 * (0.08)^2 * 14.2} = 0.0088$$

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

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{0.80}{0.50} = 1.60$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 1.60 + 49 * 25 - 3050) * 10^{-4} = 0.37$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \quad \text{Alors } A' = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée})$$

$\mu_{bu} < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6 * \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 (1 - 0.6 * 0.0088) = 0.08 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_f}{Z_b * f_{ed}} = \frac{0.80 * 10}{0.08 * 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.29 \text{ cm}^2$$

➤ *Les armatures en flexion composée*

$$A' = A'_{fs} = 0 ;$$

$$A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}}\right) = 0.29 - \frac{1.96 * 10}{348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

➤ *Vérification de la condition de non fragilité*

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{e_s - 0.45 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \quad \text{Avec } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.50}{1.45} = 34.4 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2.1}{400} \cdot \frac{34.4 - 0.45 \cdot 8}{34.4 - 0.185 \cdot 8} = 0.90 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_{\text{calcul}} = 0.23 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$ Donc le ferrailage se fera avec A_{\min}

Soit $A_s = 4\text{HA}8/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

➤ *Les armatures de répartition A_r*

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Repartie sur 50 cm de hauteur, avec un espacement : $S_t = \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm}$; $S_t = 12 \text{ cm}$

III- 2-7) Les vérifications

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL Art 7.4.3.1)**

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 * \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

$$V_u = 1.5 * Q = 1.5 * 1 = 1.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.50 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➤ **Vérification d'adhérence des barres**

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

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 0 haute adhérence).

$\sum U_i$: somme des périmètre utiles des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1,50 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,08 \cdot 0,1005} = 0,21 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,21 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

➤ **Vérification à l'ELS**

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

➤ **Dans le béton**

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \text{ avec : } K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ On a : } \frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

Et $\eta = 15$ ou (A' est la section des armatures comprimés égale A .)

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 15 \cdot 2,01 \cdot y_1 - 15 \cdot 2,01 \cdot 8 = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 30,15y_1 - 241,2 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,92 \text{ cm}$$

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

$$I = 1350,47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0,50 \cdot 10^{-3}}{1350,47 \cdot 10^{-8}} = 37,02 \text{ MN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 37,02 \cdot 1,92 \cdot 10^{-2} = 0,71 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,71 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Dans l'acier : la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta^* f_{t28}} \right\} = 202 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_s = 15 \cdot 37,02(8 - 1,92) \cdot 10^{-2} = 33,76 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 33,76 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

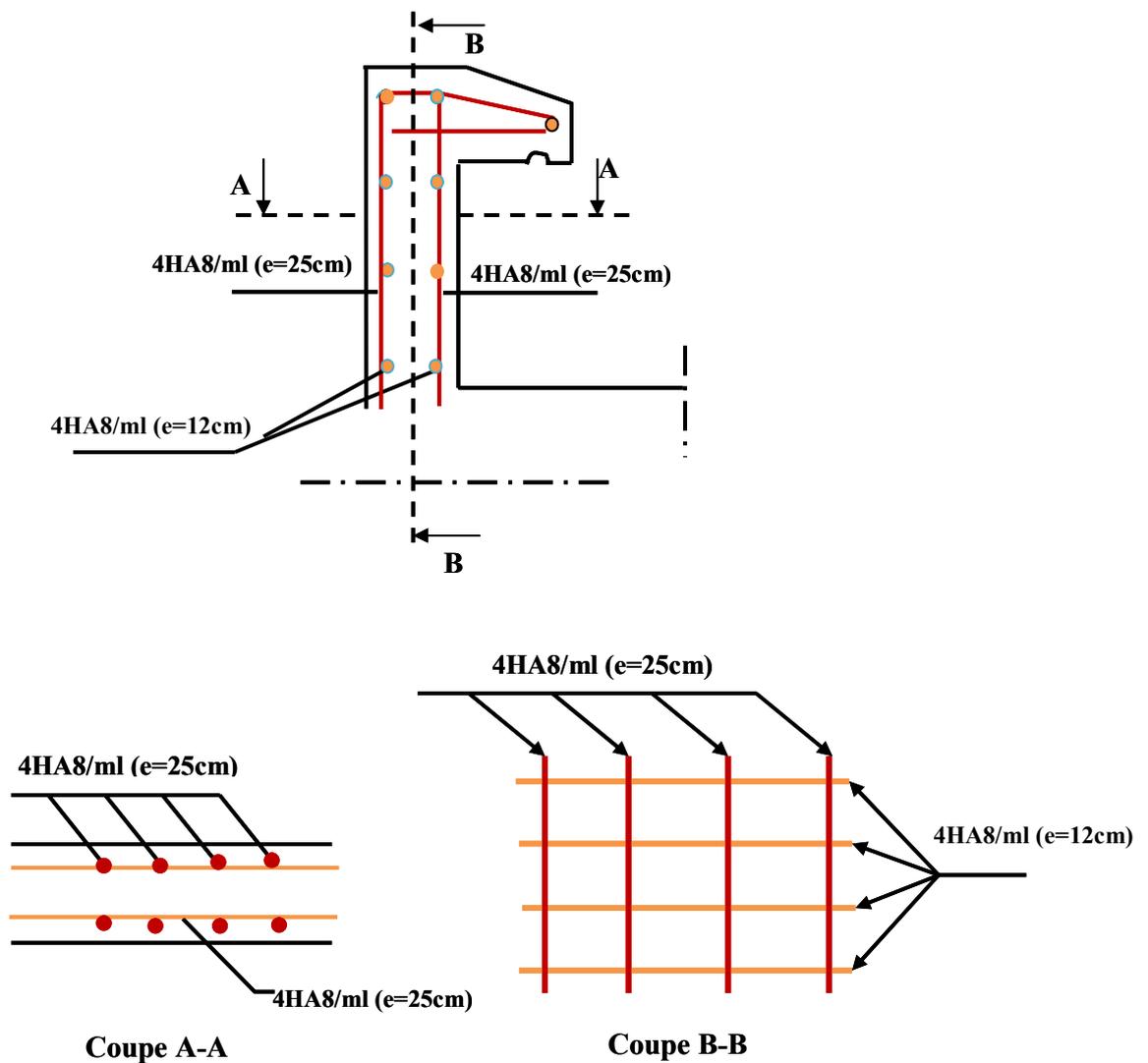


Figure. III.2: Schémas de ferrailage de l'acrotère

III-3) Etude d'escaliers

III-3-1) Introduction

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de la construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place et constitué de deux paillasse, les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

III-3-2) Détermination des sollicitations de calcul

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

➤ Détermination des charges et surcharges

La paillasse :
$$\begin{cases} G = 8.83 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Le palier :
$$\begin{cases} G = 5.31 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Poids de maçonnerie : $2.76 \times (3.06) = 8.45 \text{ KN}$

➤ Combinaisons des charges

ELU :

$qu = (1.35G + 1.5Q) \times 1$

la paillasse : $q_1 = (1.35 \times 8.83 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.67 \text{ KN} / \text{ml}$

le palier : $q_2 = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.92 \text{ KN} / \text{ml}$

poids de maçonnerie $q_3 = 1.35 \times (8.45) = 11.41 \text{ KN} / \text{ml}$

ELS :

$q_{ser} = (G + Q) \times 1$

la paillasse : $q_1 = (8.83 + 2.5) \times 1 = 11.33 \text{ KN} / \text{ml}$

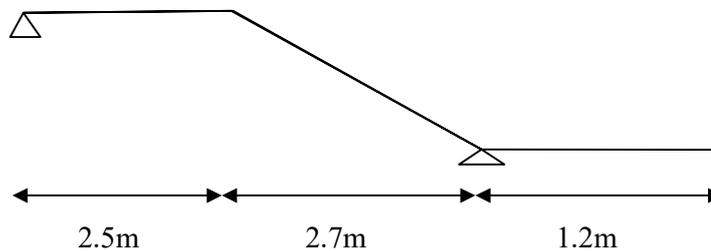
le palier : $q_2 = (5.31 + 2.5) \times 1 = 7.81 \text{ KN} / \text{ml}$

poids de maçonnerie : $q_3 = 1 \times (8.45) = 8.45 \text{ KN} / \text{ml}$

III-3-3) Calcul des efforts internes

III.3.3.1 A l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.



➤ Schéma statique

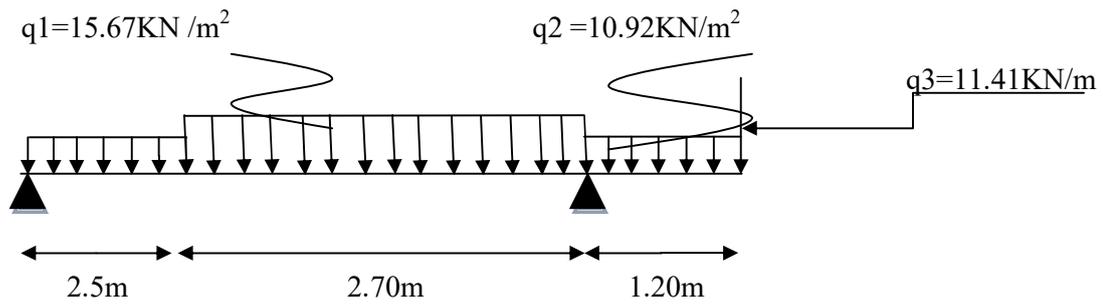


Figure III.3.Schéma statique de l'escalier (ELU)

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

a. L'effort tranchant

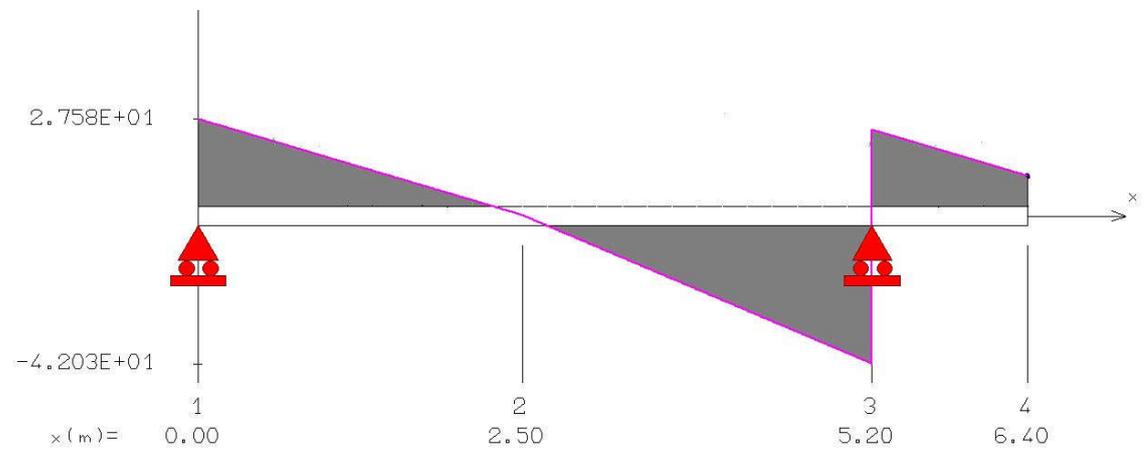


Figure III.4.Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier (ELU)

b.Moment fléchissant

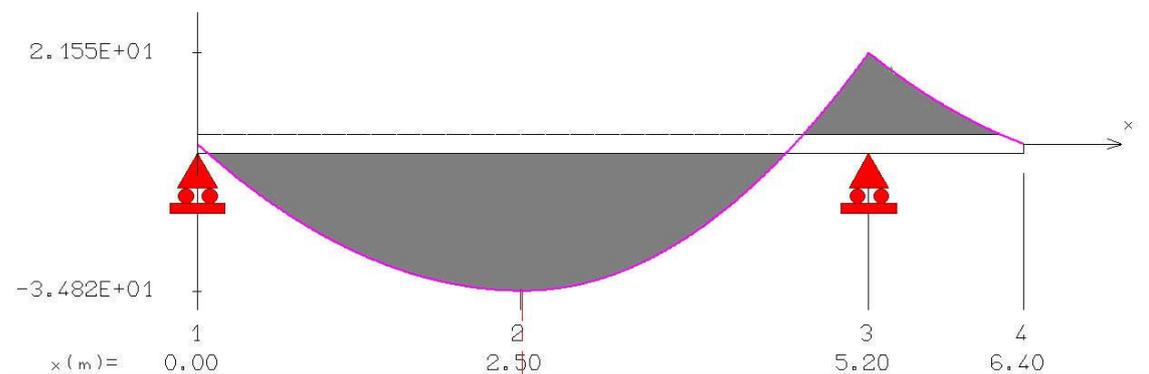


Figure III.5.Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU)

III.3.3.2 A L'ELS

➤ Schéma statique

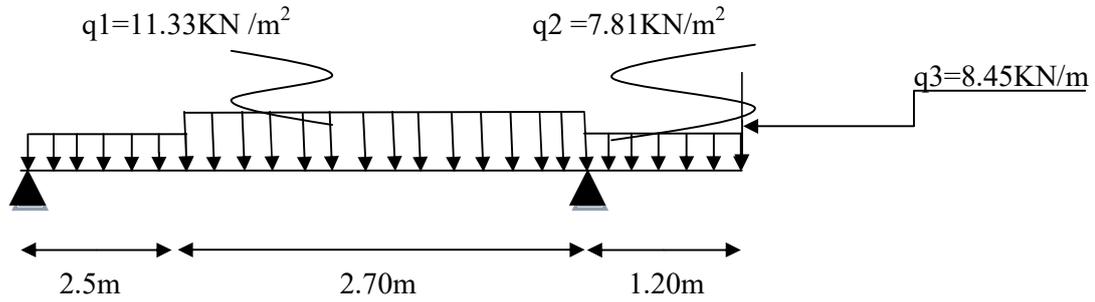


Figure III.6.Schéma statique de l'escalier (ELS)

a.L'effort tranchant

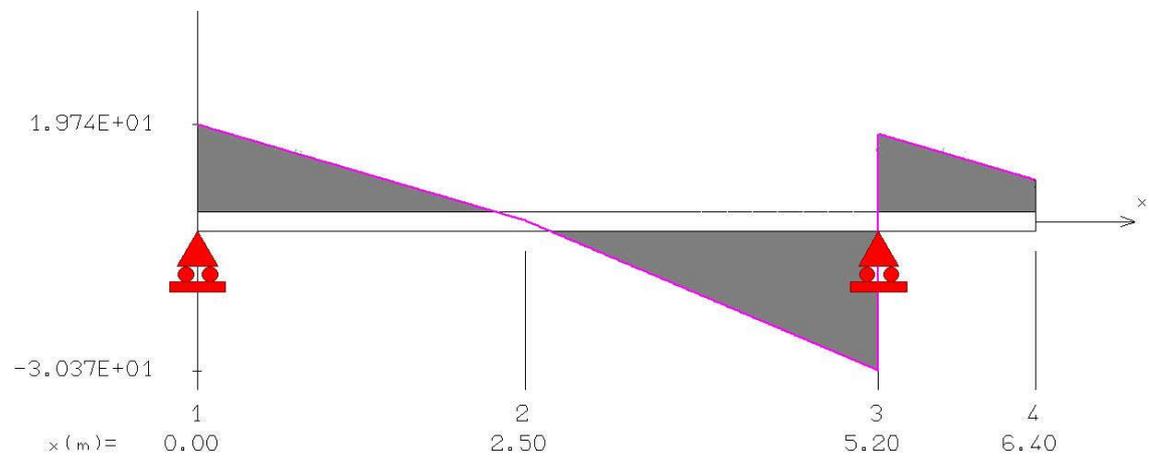


Figure III.7.Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier à ELS

b. Moment fléchissant

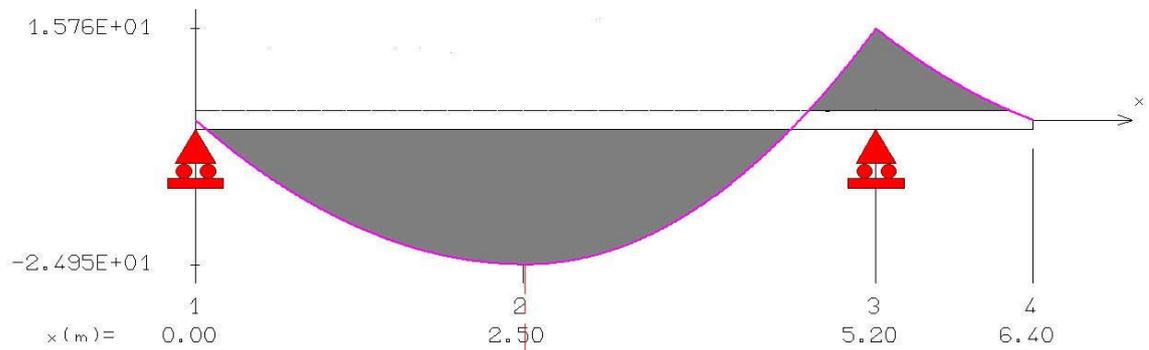


Figure III.8.Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS

$$M_u = 34.82 \text{KN.m}$$

$$M_{ser} = 24.95 \text{KN.m}$$

$$V_u = 42.03 \text{KN}$$

$$V_s = 30.37 \text{KN}$$

Afin de tenir compte des semi encastresments aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u,travée} = 0.85M_u = 29.59 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0.5M_u = 17.41 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.85M_{ser} = 21.20 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0.5M_{ser} = 12.47 \text{ kNm}$$

Tableau III.2 : moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	Mt (Kn.m)	Ma (Kn.m)	V(kn)
ELU	29.59	17.41	42.03
ELS	21.2	12.47	30.37

III.3.4) ferrailage

III.3.4.1) Calcul à l'ELU

➤ En travée

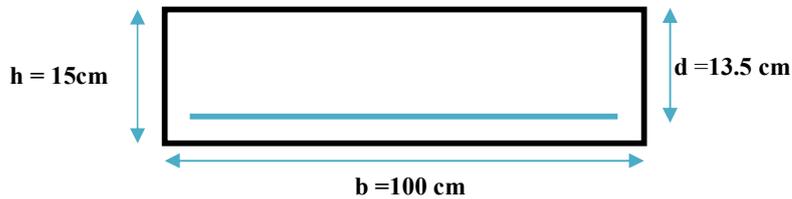
$$M_t = 29.59 \text{KN.m}$$

➤ armature principale

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur



$$f_{c28} = 25 \text{MPa} ; f_{bc} = 14.20 \text{MPa} ; f_{t28} = 2.10 \text{MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; c=c'=3\text{cm} ; d=13.5\text{cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; f_e = 400 \text{MPa}$$

$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29.59}{1 \times 0.135^2 \times 14200} = 0.114 < U_r = 0.391$ (acier FeE400) , donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.151$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.93$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29.59}{0.93 \times 0.135 \times 348000} = 6.77 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 6.79 \text{ cm}^2$ le choix des armateurs principales c'est **6HA12**

➤ **espacement**

$$\text{esp} = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

on prend : **esp = 15 cm**

➤ **armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 2.51 \text{ cm}^2$ Le choix des armature de répartition c'est **5HA8** avec **esp = 20 cm**

➤ **En appuis**

➤ **Armature principal**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.41}{1 \times 0.135^2 \times 14200} = 0.067 < U_r = 0.391$$
 (acier FeE400)

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.41}{0.96 \times 0.135 \times 348000} = 3.86 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 6.79 \text{ cm}^2$ le choix des armateurs principales c'est **6HA12**

➤ **espacement**

$$\text{esp} = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

on prend : **esp = 15 cm**

➤ **armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 2.51$ Le choix des armature de répartition c'est **5HA8** avec **esp = 20 cm**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 * 100 * 13.5 * \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \\ A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

➤ **Répartition des barres**

➤ **Armatures principales**

$$St < \min (3h ; 33) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• **Armatures de répartitions**

$$St < \min (4h ; 45) = \min (60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

a)Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Telle que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ la contrainte dans béton}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ la contrainte dans l'acier}$$

Position du centre de gravité de la section y:

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I :

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Position du centre de gravité de la section y:

$$Y = \frac{15(6.79)}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 * 13.5}{7,5 * 6.79}} - 1 \right] = 4.32cm$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{(100)(4.32)^3}{3} + 15[6.79(13.5 - 4.32)^2] = 11270.52 \text{ cm}^4$$

• **En travée**

D'après logiciel de la RDM : $M_{ser} = 21.2KN.m$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{21.2 * 10^6}{11270.52 * 10^4} (43.2) = 8.12MPa$$

$$\sigma_{bc} = 8.12MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 15 \frac{21.2 * 10^6}{11270.52 * 10^4} (135 - 43,2) = 259.01MPa$$

$$\sigma_s = 259.01MPa \leq \overline{\sigma_s} = 400MPa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

• **En appuis**

D'après logiciel de la RDM : $M_{ser} = 12.47KN.m$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12.47 * 10^6}{11270.52 * 10^4} (43.2) = 4.78 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.78 MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier :

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

$$\sigma_s = 15 \frac{12.47 * 10^6}{11270.52 * 10^4} (135 - 43.2) = 152.35 MPa$$

$$\sigma_s = 152.35 MPa \leq \overline{\sigma_s} = 400 MPa$$

Vérification cisaillement béton :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{42.03 \times 10}{100 \times 13.5} = 0,311 < 3.33 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

vérification de la compression du béton de l'armé :

$$V_u < \overline{V_u} = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad \text{avec } a = 0,9x d = (0.9) \times (13.5) = \mathbf{12.15cm} \text{ (longueur de l'appui).}$$

$$V_{u \max} = \mathbf{42.03kN}$$

$$\overline{V_u} = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 12.15 \times 10 = 810 \text{ kN.}$$

$$V_u = 42.03 \text{ kN} \leq \overline{V_u} = 810 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 42.03 \text{ kN.m}$$

$$A_s \geq \frac{1.15 \times 42.03 \times 10}{400} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

On doit vérifier que :

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.03 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 226.08} = 1.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée, pas de risque d'entraînement des barres.

Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t,ser}}{M_{0,ser}}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t,service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0,service}$: Le moment statique à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

Vérification des conditions :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{270} = 0,055 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{270} = 0,055 < \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{21.2}{24.95} = 0.085 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 13.5} = 5.03 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

• **Calcul de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{270}{500} = 0.54 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}}; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

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

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

Le moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}; \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s} , 0 \right) \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + \hat{A}_s \left(\frac{h}{2} - \hat{d} \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.3 : Vérification de la flèche de l'escalier

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
31791.6	0.005	4.18	1.67	0.32	20719.2	14960.1	0.378	0.811

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.811 - 0.378 = 0.433$$

$\Delta F = 0.433 < \bar{f} = 0.54 \text{ m}$; Donc la condition de la flèche est vérifiée.

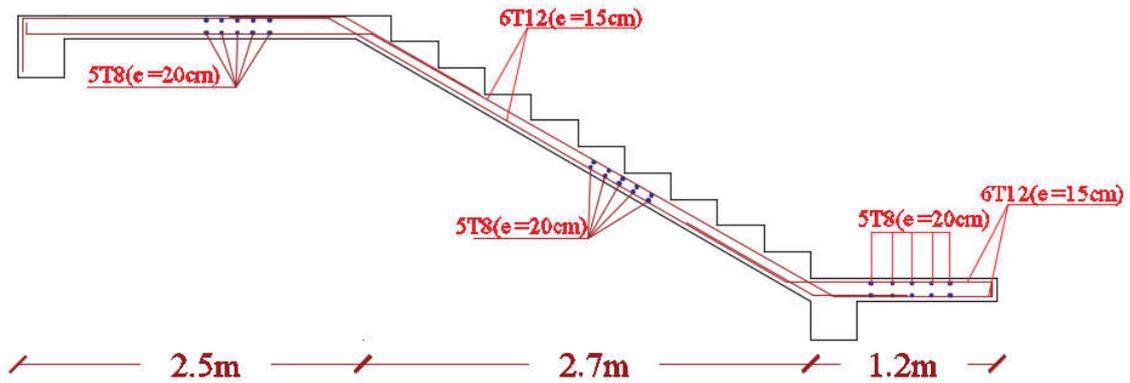


Figure III.9 : ferrailage de l'escalier

III-3-5) Calcul de la poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, elle est semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux, est elle qui propose de palier de repos.

III-3-5-1) Pré dimensionnement

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

et

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la poutre

D'où :

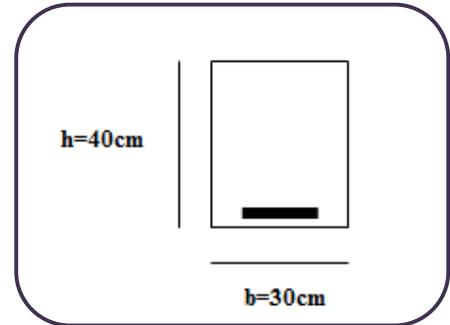
$$\frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10}, \quad \Leftrightarrow \quad 22.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 34 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA99 (Art7.51), on adopte pour $h_t = 40\text{cm}$

$$0,4.40 \leq b \leq 0,7.40 \rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{CV}$$



• **Détermination des charges et surcharges**

La poutre palier sera sollicitée par :

Poids propre de la poutre : $0,40 \times 0,30 \times 25 = 3\text{KN/ml}$

$G = 3 \text{ KN / ml}$

Réaction du palier

ELU : $R_B = 42.03 \text{ KN}$

ELS : $R_B = 30.37 \text{ KN}$

• **Combinaison à considérée**

ELU : $q_u = 1.35 G + R_B = 1.35 \times 3 + 42.03 = 46.08 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_u = G + R_B = 3 + 30.37 = 33.37 \text{ KN/ml}$

• **Calcul à l'état limite ultime**

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{46.08 \times 3.40}{2} = 78.33 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 46.08 \times \frac{(3.40)^2}{8} = 66.58 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -20 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.85 M_0 = 56.6 \text{ KN.m}$

• **Calcul à l'état limite de service**

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{33.37 \times 3.40}{2} = 56.72 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 33.37 \times \frac{(3.40)^2}{8} = 48.21 \text{KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

Aux appuis : $M_a = - 0.3 M_0 = - 14.46 \text{KN.m}$

En travées : $M_t = 0.85 M_0 = 40.97 \text{KN.m}$

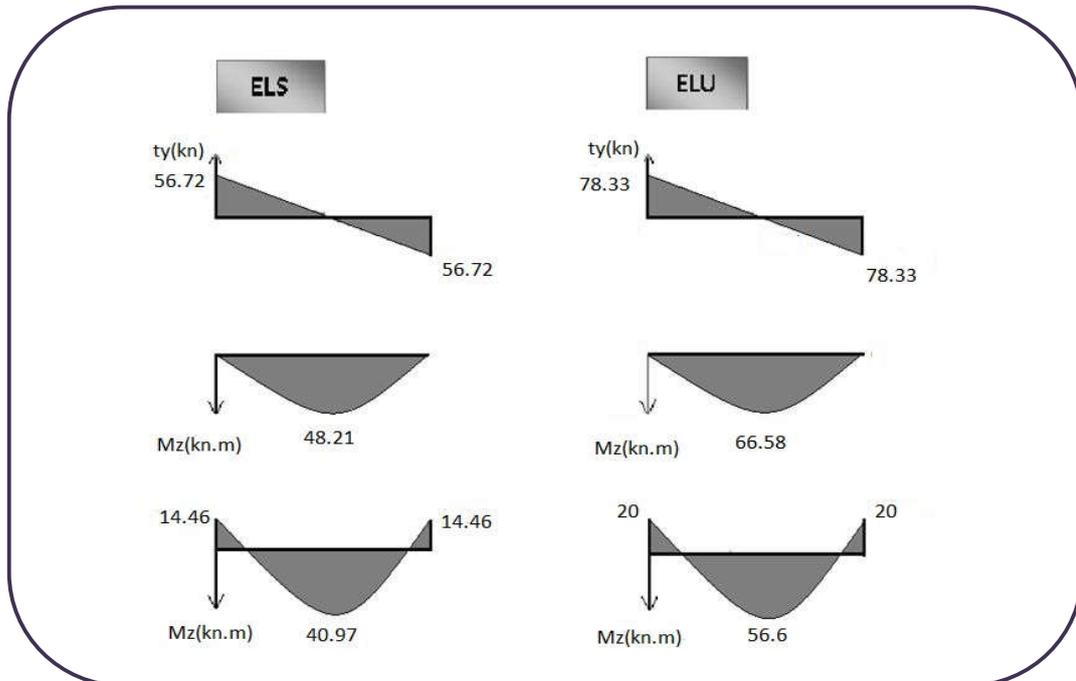


Figure.III.10.Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant

III-3-5-2) Ferrailage

a) Calcul à l'ELU

- **En travée**

$$M_t = 56.6 \text{KN.m}$$

- **armateur principale**

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} ; f_{bc} = 14.20 \text{MPa} ; f_{t28} = 2.10 \text{MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; c=c'=3 \text{cm} ; d=37 \text{cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; f_e = 400 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{56.6}{0.3 \times 0.370^2 \times 14200} = 0.097 < U_r = 0.391 (\text{acier FeE400}) , \text{ donc ; les armatures}$$

de compression ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu} \right) = 0.127$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.95$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{56.6}{0.95 \times 0.370 \times 348000} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 4.62 \text{ cm}^2$ le choix des armateurs principales c'est **3HA14**

• **En appuis**

$$M_a = 20 \text{ KN.m}$$

• **Armature principal**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20}{0.3 \times 0.370^2 \times 14200} = 0.034 < U_r = 0.391 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20}{0.98 \times 0.370 \times 348000} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 3.39 \text{ cm}^2$ le choix des armateurs principales c'est **3HA12**

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 * 30 * 37 * \frac{2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.34 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.34 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Conditions vérifiées}$$

b) Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Telle que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser y}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ la contrainte dans béton}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ la contrainte dans l'acier}$$

Position du centre de gravité de la section y:

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I :

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Position du centre de gravité de la section y:

$$Y = \frac{15(4.62)}{30} \times \left[\sqrt{1 + \frac{30 * 37}{7,5 * 4.62}} - 1 \right] = 10.96cm$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{(30)(10.96)^3}{3} + 15[4.62(37 - 10.96)^2] = 60156.38 \text{ cm}^4$$

• **En travée**

$$M_{ser} = 40.97KN.m$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y ; \quad \sigma_{bc} = \frac{40.97 * 10^6}{60156.38 * 10^4} (109.6) = 7,46MPa$$

$$\sigma_{bc} = 7,46MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}..... \text{ Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) ; \sigma_s = 15 \frac{40.97 * 10^6}{60156.38 * 10^4} (370 - 109.6) = 266.02MPa$$

$$\sigma_s = 266.02MPa \leq \overline{\sigma_s} = 400MPa..... \text{ Condition vérifiée.}$$

• **En appuis**

$$M_{ser} = 14.46KN.m$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y ; \quad \sigma_{bc} = \frac{14.46 * 10^6}{60156.38 * 10^4} (109.6) = 2,63MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,63MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée .}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) ; \sigma_s = 15 \frac{14.46 * 10^6}{60156.38 * 10^4} (370 - 109.6) = 93.88MPa$$

$$\sigma_s = 93.88MPa \leq \overline{\sigma_s} = 400MPa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

c) Calcul des armatures transversals

$$St \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (33.3; 40) = 33.3\text{cm} \qquad \qquad \qquad \mathbf{St =15 cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4 \quad ; \quad A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times 0.4}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

On prend des T8 pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.02}{30 \times 37} = 0.0027 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{ cv} \\ \frac{h}{l} = \frac{40}{340} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{ cv} \\ \frac{h}{l} = \frac{40}{340} = 0.12 \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_u} = \frac{56.6}{665.8} = 0.085 \dots\dots\dots\text{ cv} \end{array} \right.$$

- Tel que : M_t : Moment en travée.

M_u : Moment isostatique.

d) Vérification cisaillement béton

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{78.33 \times 10}{30 \times 37} = 0,7 < 3.33 MPa \dots\dots\dots\text{ Condition vérifiée}$$

e) Vérification appuis

$$V_u < \overline{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad \text{avec } a = 0,9 \times d = (0.9) \times (37) = 33.3\text{cm} .$$

$$V_{u \max} = 42 \text{ kN.}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 25 \times 33.3 \times 10 = 66600 \text{ kN.}$$

$$V_u = 78.33 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 66600 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Vérification les armatures longitudinales

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 78.33 \text{ kN.m}$$

$$A_s \geq \frac{1.15 \times 78.33 \times 10}{400} = 2.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

g) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres

On doit vérifier que :

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 131.88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{42 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.09} = 1.94 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, pas de risque d'entraînement des barres.

• Conclusion

Après tout vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armateur principal en travée : **3HA14 = 4.62cm²**

Armateur principal En appuis : **3HA12 = 3.39 cm²**

Armateur transversal un cadre T8 et un étrier T8.

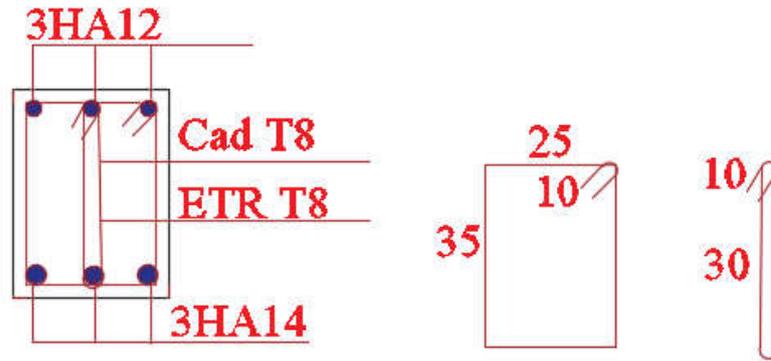


Figure III.11 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4) Calcul des balcons

III.4.1) Introduction

Notre structure comporte un seul type de balcon, dalle sur trois appuis des balcons en porte à faux. Leur calcul se fait comme pour une console en dalle pleine ayant une extrémité encastrée dans les planchers et l'autre libre.

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,20m.

III.4.2) Pré dimensionnement

➤ Epaisseur de la dalle : $ep \geq \frac{1.2}{10}$

Donc : $ep = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$. On prend **ep = 15 cm**

III.4.3) Evaluation des charges et surcharges

III.4.3.1 Actions permanentes

-Pour une bande de 1m ; $G = 5.31 \text{ kN/m}^2$

-Les murs extérieurs ; $G = 2.76 \text{ kN/m}^2$

III.4.3.2 Actions d'exploitations

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

III.4.4 Combinaison d'actions

III.4.4.1L'état limite ultime(ELU)

✓ La charge répartie : $qu = 1,35x G + 1,5x Q = 12.41\text{KN/ml}$

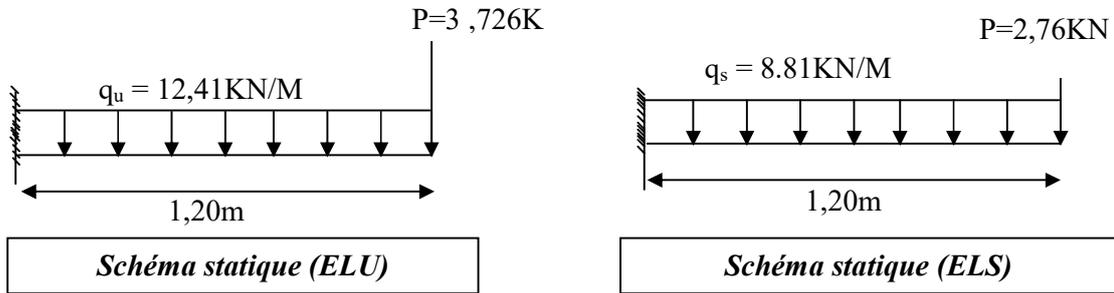
✓ La charge concentré : $p_u = 1.35 G_2 = 1.35(2.76) = 3.726 \text{ KN}$

III.4.4.2 L'état limite de service (ELS)

✓ La charge répartie : $q_{ser} = G + Q = 8.81 \text{ kN/ml}$

✓ La charge concentré : $p_s = 2.76 \text{ KN}$

Schéma statique :



III.4.5 Sollicitations de calcul

III. 4.5.1 Moment d'encastrement

On a la portée libre de balcon est de 1.20 m, donc :

➤ **L'ELU**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l = 8.93 + 4.47 = 13.4 \text{ kN.m}$$

$$V_u = q_u l + p_u = 18.62 \text{ kN.m}$$

➤ **L'ELS**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} + P_s L = 9.65 \text{ kN.m}$$

Diagramme des moments :

➤ **L'ELU**

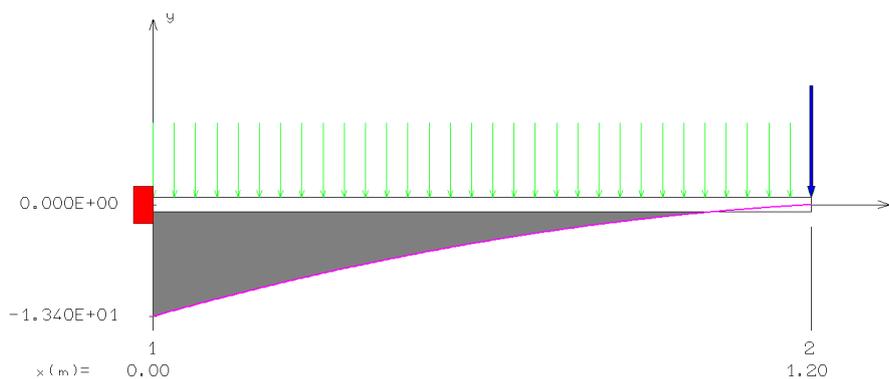


Figure III.12 : Diagramme de moment isostatique de balcon à l'ELU

➤ L'ELS

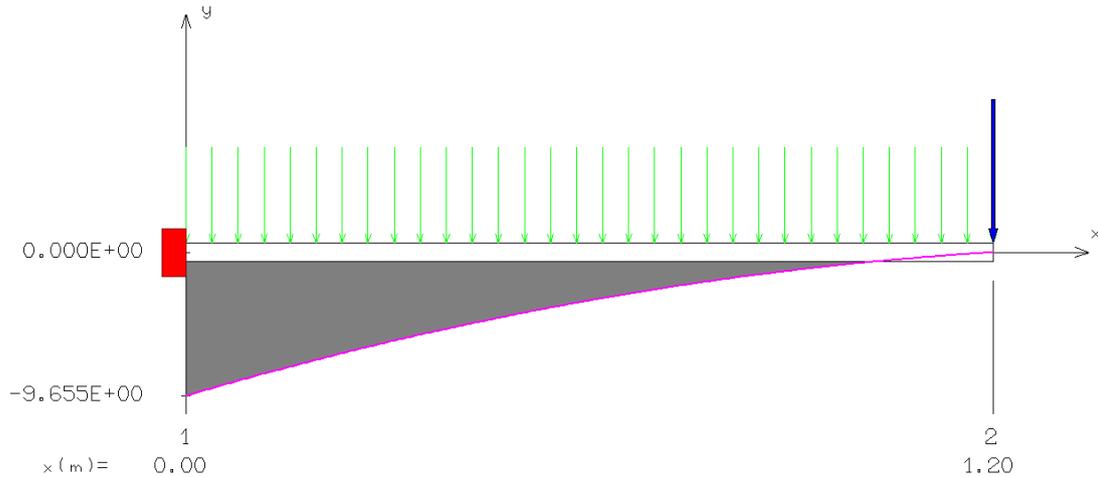


Figure III.13 : Diagramme de moment isostatique de balcon à l'ELS

III.4.6. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de largeur 1m avec :
 b = 1.00 m; h = 0.15 m; d = 0.9h = 0.135 m; d' = C' = 1.5 cm.

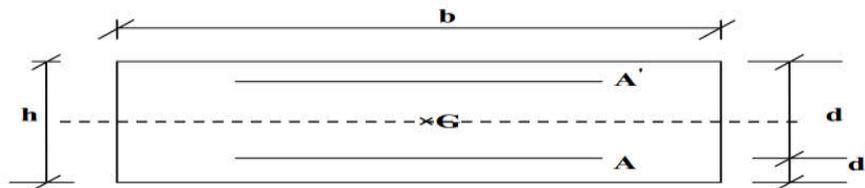


Figure III.14 : Section de calcul de balcon

III.4.6.1 Calcul à l'ELU

a) Armature principale.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,4}{1 \times 0,135^2 \times 14170} = 0,052 < \mu_l = 0,390$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0667$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13400}{0,973 \times 13,5 \times 348} = 2,93 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 2,93 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

La section minimale est :

$$A_s = 2.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte $A_s = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

b) armatures de répartition

D’après les vérifications à l’ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

III.4.6.2. Vérification à l’ELS

a) détermination des contraintes

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Position de l’axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$\Rightarrow 50y^2 - 15 \times 3.93 (13.5 - y) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 - 58.95y - 795.825 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.62 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$= 7935.5 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 5.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = 162 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

a) Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

$$3) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{bd} = \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 2,91 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{9,65}{9,65} = 0,1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.6.3. Autres vérifications

a) Contrainte de cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Donc : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPA}$

Et : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$V_u = q_u l + p_u = 18,62 \text{ kN.m}$

Donc : $\tau_u = \frac{18,62}{1 \times 135} = 0,138 \text{ MPA}$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ **condition vérifié**

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

b) Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1,5$ on prend $\bar{\Psi}_s = 1,5$

D'où $\bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$

et on a $\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc : D'où

$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\varnothing = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$

$$\tau_{su} = \frac{18.62 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.97 \text{ Mpa}$$

D'où $\tau_{su} = 0.97 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$

➤ **Ferrailage adopté**

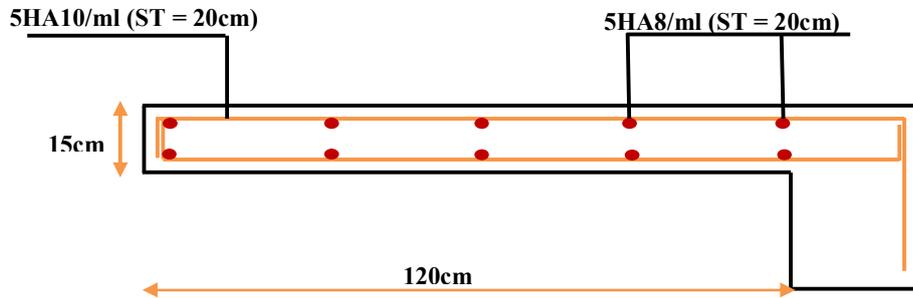


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de balcon

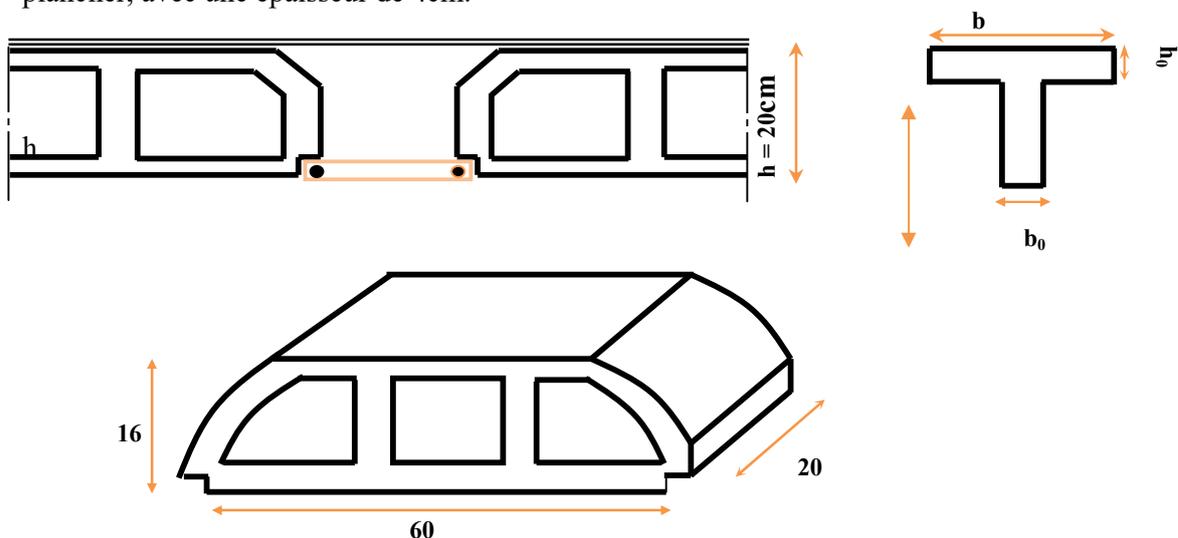
III.5) Les plancher

III.5.1) Etude de Plancher

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- 1-transmettre les charges aux éléments porteurs.
- 2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.



- Distance entre les poutrelle **60 cm**
- Corpe creux **16 cm**

- Dalle de compression 4 cm

III.5.2) Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d’une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Le calcul se fait en deux étapes :

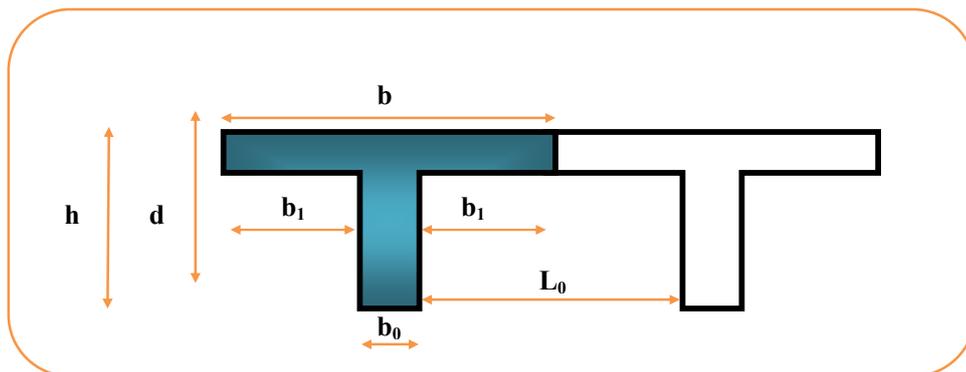
- 1^{ère} étapes : avant le coulage de la table de compression
- 2^{ème} étapes : après le coulage de la table de compression

III.5.2.1) Pré dimensionnement des poutrelles

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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



L_1 : La longueur de l’hourdis. $L_1=60\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ; $L_0 =60 - 12 = 48\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée $L = 440\text{cm}$

b_0 : largeur de la nervure ; $b_0 =12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ; $h_0 =4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression ; $b = 2b_1 + b_0$

$h > \frac{L}{22.5} = \frac{440}{22.5} = 19.55$ **On prend** ; $h = 20 \text{ cm}$.

Pour b_0 on a: $0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h$; $0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$

$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14 \text{ cm}$ *donc on a* : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \quad b_1 \leq (24 ; 44) ; b_1 = 24 \text{ cm}$$

$b = 2b_1 + b_0 = 2(24) + 12 = 60 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$

➤ **1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

➤ **Charges et surcharges**

• **Charge permanente**

Poids propre de poutrelle :

$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$G_{CC} = 0.60 \times 0.95 = 0.57 \text{ KN/ml}$

D'où : $G = 0.57 + 0.12 = 0.69 \text{ KN/ml}$

• **Charge d'exploitation**

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$Q = 1$

• **Combinaison des charges**

• **à L'ELU**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.69) + (1.5 \times 1) = 2.43 \text{ KN/ml}$

$q_u = 2.43 \text{ KN/ml}$

• **à L'ELS**

$q_s = G + Q = 0.69 + 1 = 1.69 \text{ KN/ml}$

$q_s = 1.69 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts tranchants et moments max en travée**

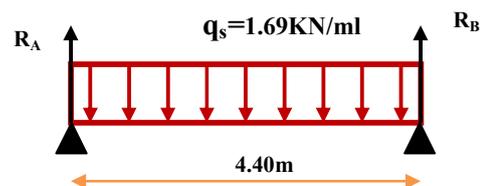
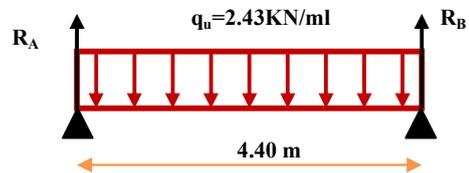
• **à L'ELU**

$M_u = M_{\max} = q_u \frac{L^2}{8} = 2.43 \frac{4.40^2}{8} = 5.88 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$T_u = T_{\max} = q_u \frac{L}{2} = 2.43 \frac{4.40}{2} = 5.34 \text{ KN}$

• **à L'ELS**

$M_{\text{ser}} = M_{\max} = q_{\text{ser}} \frac{L^2}{8} = 1.69 \frac{4.40^2}{8} = 4.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$



$$T_{ser}=T_{max}= q_{ser} \frac{L}{2} = 1.69 \frac{4.40}{2} = 3.71 \text{ KN}$$

- La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à **L'ELU** car la fissuration est considérée comme peut nuisible.

$$d=0.9xh_0=3.6\text{cm} ; \gamma_b = 1.5 \quad M_u=5.88\text{KN.m} ; f_{bu}=14.2 \text{ MPa} ; b_0=12\text{cm} ;$$

$$M_{ser}= 4.08 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_u} = \frac{5.88 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14.2} = 2.66$$

$$\gamma = \frac{5.88}{4.08} = 1.44$$

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

$$\mu_{bu} = 2.66 > \mu_{lu} = 0.31 ; \quad A' = 0$$

La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

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

➤ **2^{ième} étape : après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **T** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

Charge et surcharge et La combinaison de charge

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} g = 0.65G \\ q = 0.65Q \end{cases}$$

Tableau III .4 : Charge et surcharge des planchers

	G(KN)	Q(KN)	$g=0.65G(KN)$	$Q=0.65q(kN)$	$q_u(kN)$	$q_s(KN)$
Terrasse inaccessible	5.33	1	3.46	0.65	5.64	4.11
Étage courant	4.34	1.5	2.82	0.97	5.26	3.79
Plancher (locaux commerciaux)	4.34	4	2.82	2.6	7.70	5.42

On calcule le plancher le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de Plancher (locaux commerciaux) : $q_u=7.70KN/m^2$

Donc on prend : $G=4.34KN/m^2$ et $Q= 4 KN/m^2$

III.5.2.2) calcul des sollicitations

III.5.6.1 Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

1) Méthode forfaitaire

➤ **Principe de la méthode forfaitaire**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

➤ **Domaine d'application**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$1) \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ \text{Ou} \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4) Fissuration peu nuisible.

➤ **Remarque**

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

➤ **Méthode de Caquot**

La méthode de Caquot est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

• **Principe de calcul de la méthode de Caquot**

- Pour les travées de rive sans porte à faux. $\begin{cases} l'_w = l_w \\ l'_e = l_e \end{cases}$

- Pour les travées intermédiaires. $\begin{cases} l'_w = 0.8l_w \\ l'_e = 0.8l_e \end{cases}$

- Moment en appuis. $\Rightarrow M_A = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$

- Efforts tranchants sur travée. $\Rightarrow \begin{cases} V_e = V_w + q \times l \\ V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \end{cases}$

- Position où l'effort tranchant est nul. $\Rightarrow x_0 = -\frac{V_w}{q}$

Moment en travée $\Rightarrow M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}$

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

1) $\begin{cases} Q = 4 \leq 2G = 10.66 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ Q = 4 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4.7}{3.3} = 1.42 \quad ; \quad 0.8 < 1.42 > 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.7}{3.4} = 1.38 \quad ; \quad 0.8 < 1.38 > 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

4) Fissuration peu nuisible.

-Notre ouvrage comporte Poutrelles a 5 travées :

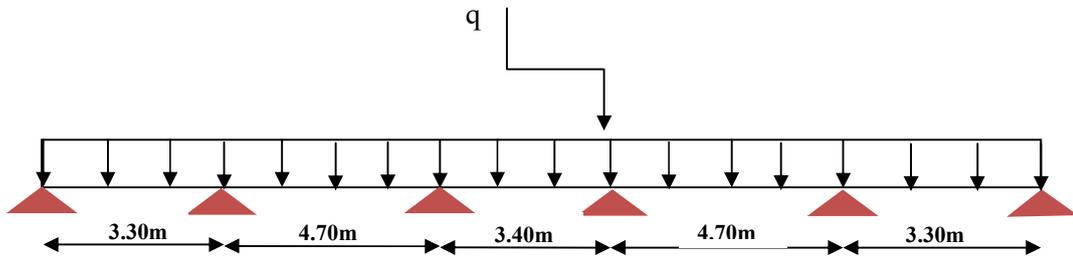


Figure III.16. Schéma de chargement de poutrelle

$$q_u = 7.70 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 5.42 \text{ KN/m}$$

$$L_1 = 330 \text{ cm}$$

$$L_2 = 470 \text{ cm}$$

$$L_3 = 340 \text{ cm}$$

$$L_4 = 470 \text{ cm}$$

$$L_5 = 330 \text{ cm}$$

➤ Calcul à L'ELU

➤ Moments en appuis :

Appuie A : $M_A = 0 \text{ KN.m}$

Appuie B : $M_B = \frac{7.70 \times 3.30^3 + 7.70 \times 3.76^3}{8.5(3.30 + 3.76)}$; $M_B = -11.43 \text{ KN.m}$

Appuie C : $M_c = \frac{7.70 \times 3.76^3 + 7.70 \times 2.72^3}{8.5(3.76 + 2.72)}$; $M_C = -10.24 \text{ KN.m}$

Appuie D : $M_d = \frac{7.70 \times 2.72^3 + 7.70 \times 3.76^3}{8.5(2.72 + 3.76)}$; $M_d = -10.24 \text{ KN.m}$

Appuie E : $M_e = \frac{7.70 \times 3.76^3 + 7.70 \times 3.3^3}{8.5(3.76 + 3.3)}$; $M_e = -11.43 \text{ KN.m}$

Appuie F : $M_F = 0 \text{ KN.m}$

➤ Efforts tranchants

Travée AB :

$$V_W = \frac{0 - (-11.43)}{3.30} - \frac{7.70 \times 3.30}{2} \quad ; \quad V_W = -9.24 \text{ KN}$$

$$V_E = -9.24 + (7.70 \times 3.3) \quad ; \quad V_E = 16.17 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_W = -18.34 \text{ KN}$$

$$V_E = 17.85 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_W = -13.09 \text{ KN}$$

$$V_E = 13.09 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_W = -17.85 \text{ KN}$$

$$V_E = 186.34 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_W = -16.17 \text{ KN}$$

$$V_E = 9.24 \text{ KN}$$

➤ Moment en travée

Travée AB :

$$M_T = 0 + 9.24 \times 1.20 - 7.7 \times \frac{1.20^2}{2} \quad ; \quad M_T = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$X_0 = \frac{-9.24}{7.70} \quad X_0 = 1.20$$

Travée BC :

$$M_T = 10.45 \text{ KN.m}$$

$$X_0 = 2.4$$

Travée CD :

$$M_T = 0.88 \text{ KN.m}$$

$$X_0 = 1.70$$

Travée DE :

$$M_T = 10.45 \text{ KN.m}$$

$$X_0 = 2.32$$

Travée EF :

$$M_T = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$X_0 = 2.1$$

➤ Calcul à l'ELS

Les calculs sont menés de la même façon qu'à l'ELU avec $q_s = 5.42 \text{ KN.m}$ et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 5 : les moments et les efforts tranchants

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	V_w (KN)	V_e (KN)	X_i (m)	Moment en travée (kN.m)	
	ELU	ELS							ELU	ELS
A	0	0	A-B	3.30	3.30	-9.24	16.17	1.20	5.54	3.9
B	-11.43	-8.04	B-C	4.70	3.76	-18.34	17.84	2.40	10.45	7.33
C	-10.24	-7.21	C-D	3.40	2.72	-13.09	13.09	1.70	0.88	0.61
D	-10.24	-7.21	D-E	4.70	3.76	-17.84	18.34	2.32	10.45	7.33
E	-11.43	-8.04	E-F	3.30	3.30	-16.17	9.24	2.10	5.54	3.9
F	0	0								

III.5.2.3) Ferrailage des poutrelles

➤ En travée

• Calcul à l'ELU

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée maximal : $M_{t_{u \max}} = 10.45 \text{ KN.m}$

Avec :

$b=60\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=0,9h= 18\text{cm} ; b_o = 12\text{cm}$

Le calcul des sections en T dépend de la position de l'axe neutre $\alpha_0 = \frac{h_0}{d}$ qui dépend aussi

du moment équilibrée par la table de compression

Position de l'axe neutre (Ch 9, § V. 2)BAEL 91/99

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} \Rightarrow \alpha_0 = \frac{4}{18} \Rightarrow 0.22$$

Le moment réduit μ_0

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07$$

D'après le tableau (Ch 9, § V. 2)BAEL 91/99

$$\mu_0 = 0.153$$

Calcul de moment équilibré par la table de compression

On a : $M_T = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$M_T = 0.153 \times 0.60 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3 = 42.23 \text{ KN.m}$$

$M_T = 42.23 \text{ KN.m} > M_{tu \text{ max}} = 10.45 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre dans la table
 compression, elle n'est pas entièrement comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas
 dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de
 dimensions (b*h).

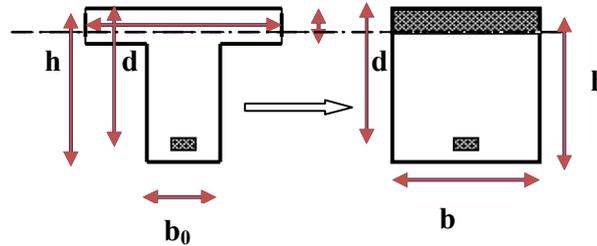


Figure III.17: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{10.45 \times 10^6}{600 \times (180)^2 \times 14,2} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400) .}$$

Donc $A'_s = 0$ (section simplement armée S.S.A).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les Armatures longitudinales

$$A_s = \frac{M_t^{\text{max}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.45 \times 10^5}{0,98 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.7 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA10 (2.36cm²)**

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2$ Conditions vérifiée

b) Vérification au cisaillement (Art .A.5.1.1 /BAEL91 modifiée 99)

$$V_{u \text{ max}} = 18.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18.34 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.85 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{Mpa} ; 4 \text{Mpa} \right] = 3,33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,85 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0,9 d \Sigma U_i} \text{ avec } \Sigma U_i = \text{la somme des perimetre utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0,9 d \Sigma U_i} = \frac{18,34 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,2 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,2 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

d) Vérification à l'ELS

Vérification de la résistance à la compression du béton :

Fissuration peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

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

Moment statique au niveau de l'axe neutre

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b y_1^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_1) = 0$$

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{60 y_1^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (18 - y_1) = 0$$

$$S_{y_1 y_1'} = 30 y_1^2 + 35,4 y_1 - 637,2 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 4,05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre

$$I_0 = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$= \frac{60 \times 4,05^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,05)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 8271,53 \text{ cm}^4$$

Calcul de la σ_{bc}

$$M_{ser}^{tmax} = 7.33 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_0} y_1 = 0,088 \times 40.5 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots CV$$

NB : Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

➤ **en appuis**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b = b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$).

• **Calcul à l'ELU**

$$\mu = \frac{11.43 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14,2} = 0.20 < \mu l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ (section simplement armée S.S.A).

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,28$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,88$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$1) \quad A_s = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.43 \times 10^5}{0,88 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Conditions vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{0,9d \Sigma U_i} \text{ avec } \Sigma U_i = \text{la smme des perimetre utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{0,9d \Sigma U_i} = \frac{18.34 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$$

$$\tau_u = 1.5 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \quad \dots\dots\dots CV$$

c) Ancrage des barres (BAEL. Art. A.6.1.2)

Ancrage des barres aux appuis

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 MPa \quad ; \Psi_s = 1.5 (HA)$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33 cm$$

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1 = 40 cm$$

Pour les armatures comportant des croches, on prend :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.33 = 14.13 cm$$

d) Vérification à l'ELS

Vérification de la résistance à la compression du béton :

Fissuration peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

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

Moment statique au niveau de l'axe neutre

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{by_1^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_1) = 0$$

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{60y_1^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18 - y_1) = 0$$

$$S_{y_1 y_1'} = 30y_1^2 + 33.9y_1 - 610.2 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 3.98 cm .$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre

$$I_0 = \frac{by_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$= \frac{60 \times 3.98^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 3.98)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 7924.3 cm^4$$

Calcul de la σ_{bc}

$M_{ser,max} = 8.04 \text{ kN.m}$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_0} y_1 = 0,101 \times 39.8 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.03 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots CV$

NB : Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d’acier n’est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d’acier).

➤ **Choix des armatures**

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des armatures des poutrelles

	$M_u(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adopté}(\text{cm}^2)$	Choix
En travée	10.45	1.7	0	1.30	2.36	3HA10
En appui	11.43	2.07	0	1.30	2.26	2HA12

➤ **Calcul les armatures transversales (Art-A.7.1.22/BAEL99)**

La contrainte de cisaillement est vérifiée alors les armatures de transversales ne sont pas nécessaire, on prévoit des armatures des transversales ayant un rôle constructif.

Leur diamètres est donné par le : **(BAEL91 modifie 99/Art7.2.2)**

$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right] \rightarrow \phi \leq \min [0,57 ; 6 ; 12] = 0,57 \text{ cm}$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\emptyset \leq \min [5.7 ; 60 ; 12] = 5.7 \text{ mm}$

Nous prendrons $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : **2HA6 (A=0.57cm²).**

• **L’espace entre cadre**

L’espace est donné par le règlement **(BAEL 91 modifier 99 /Art A.5.1.22)**

$S_t = \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = \min [0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}$

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

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement. **(Art 7.5.2.2) RPA 99/2003**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

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

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

$$h=20cm ; b_0=12cm ; d=18cm ; L=4.7m ; M_{tser}=7.33 kNm ; M_0=4.08 kNm ; A_s=2.36cm^2 ; f_e=400MPa.$$

Alors:

$$\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \dots \dots \dots non vérifiée$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0109 > 0,0105 \dots \dots \dots non vérifiée$$

$$\frac{h}{L} = 0,042 < 0,179 \dots \dots \dots non vérifiée$$

Puisque les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$Flèche\ totale : \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad [1].$$

$$Tel\ que : \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,94cm \quad (L < 5m)$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Position de l'axe neutre "y₁"

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀"

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

Calcul des moments d'inerties fictifs

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.7: Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
4.08	2.36	7.32	0,01	96.04	4.03	1.61	0.38	11376.75	4943.67	7058.41

Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MPa$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 Mpa$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.56 cm \quad (L = 4.7 m)$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.18 cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.62 cm < \bar{f} = 0.94 cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.5.3) Dalle de Compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

33 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

20cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

III.5.3.1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

➤ Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

➤ Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm}) \text{ Avec : un espacement : } St=20 \text{ cm}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $F_e = 520\text{MPa}$

(F_e : limite élastique des aciers utilisées). Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\perp} = 5 \text{ } \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

III.5.3.2 Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{// \text{ nervures}} = A_T / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5 \text{ } \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$:diamètre parallèle aux poutrelles

➤ **Conclusion**

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).

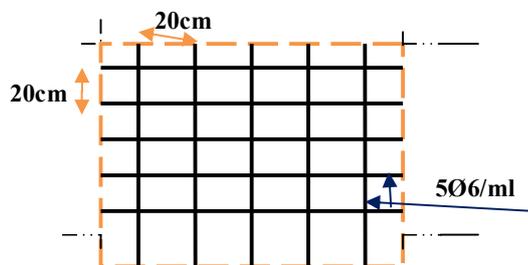


Figure III.18 : Treillis soudés (20x20) cm^2

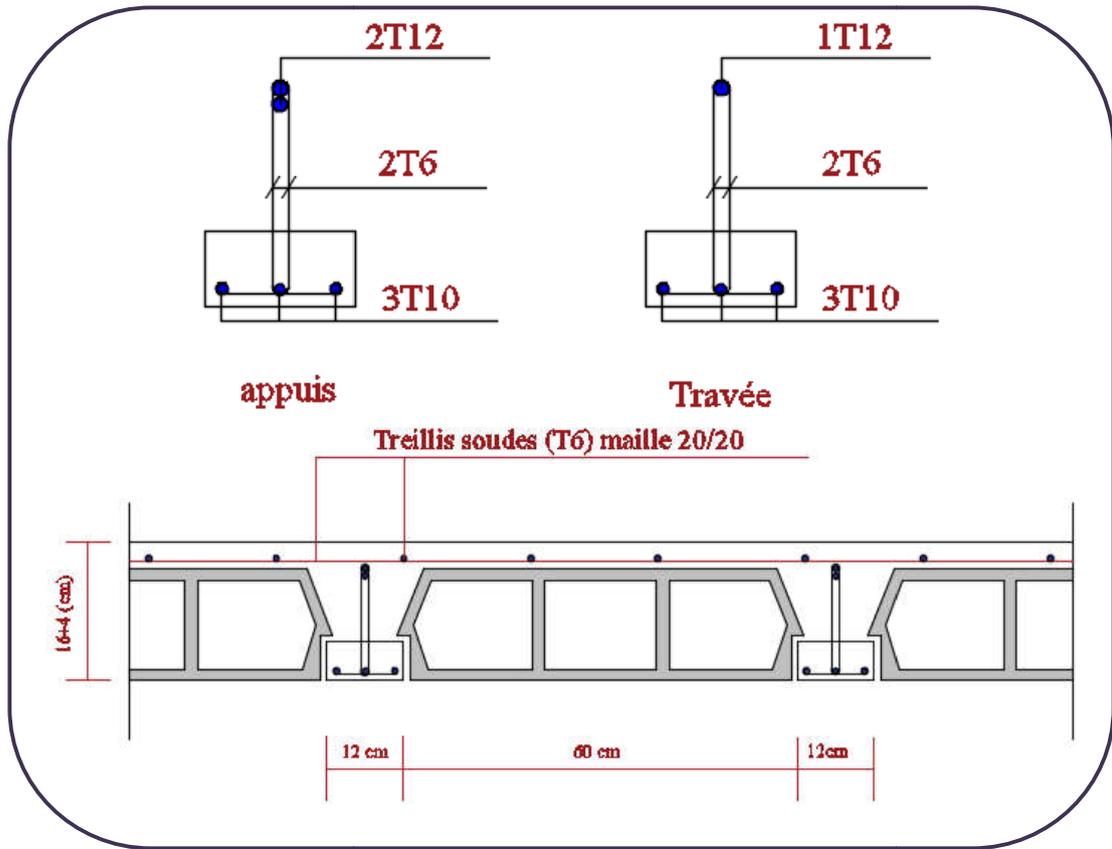


Figure III.19 : Ferrailage des poutrelles

IV.1) Etude dynamique

IV.1.1) Introduction

Avant les années 1960, les structures étaient parfois calculées simplement en ajoutant un effort horizontal statique. Cela ignorait totalement les phénomènes de résonance liés au contenu fréquentiel des mouvements du sol et aux modes propres de vibration des structures. Classiquement, les bâtiments sont considérés comme des oscillateurs multiples : plusieurs masses reliées entre elles et au sol par des ressorts et des amortisseurs, modélisés par des barres ou par éléments finis.

IV.1.2) Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.3) Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux .etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est utilisé.

IV.1.3.1) Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI* .etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV1.3.2) Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV 1.3.3) Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

➤ Présentation de la vue en plan

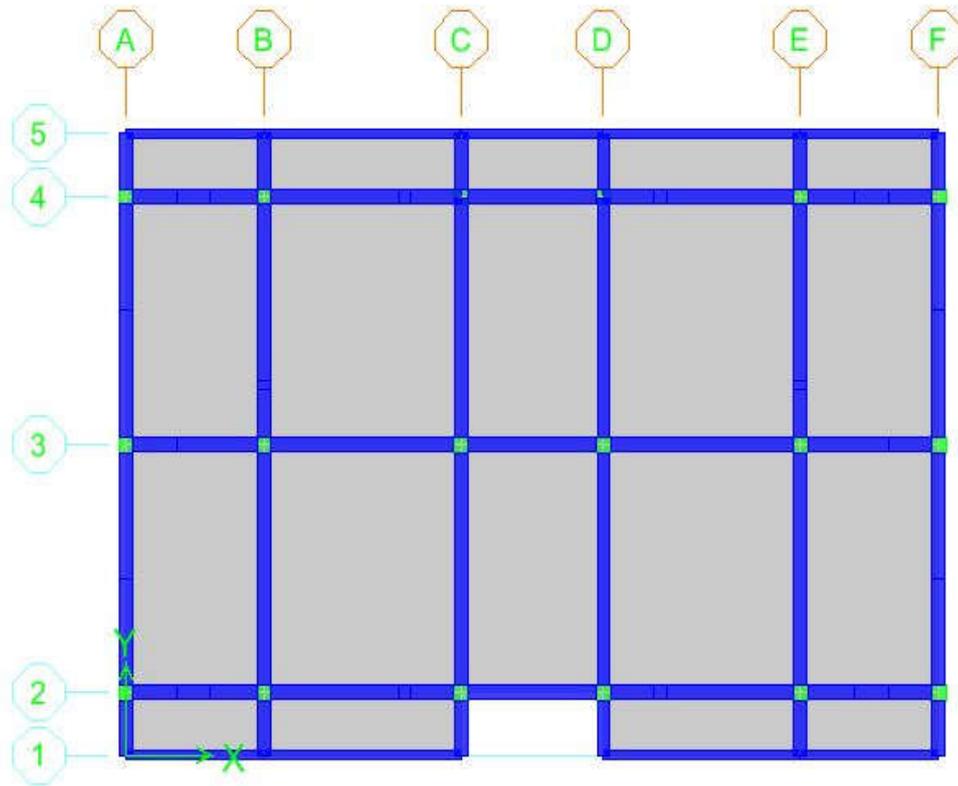


Figure IV.1. Modélisation de la structure (Vue en Plan)

➤ Présentation de la vue en 3D

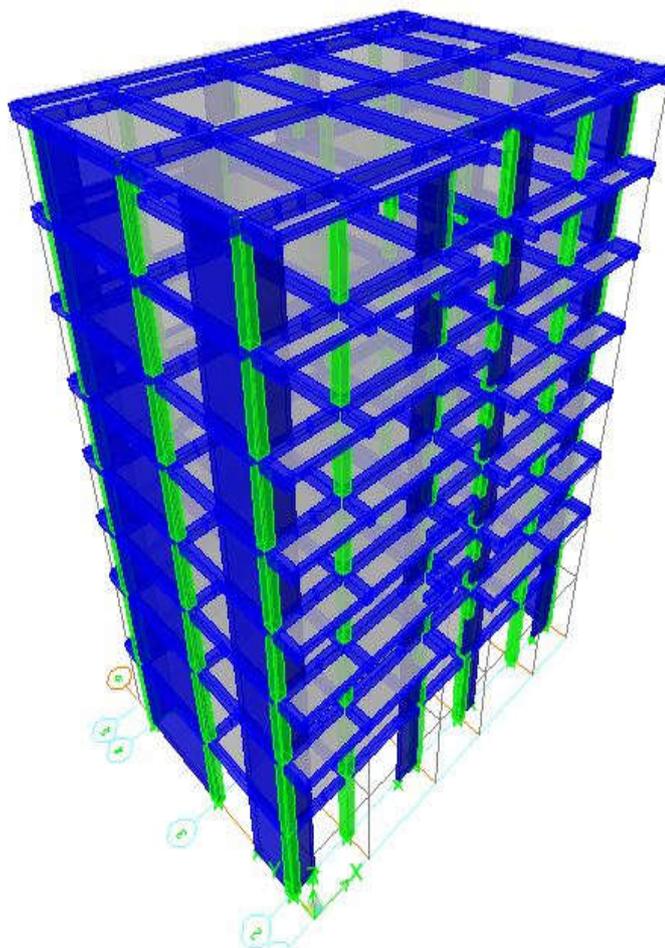


Figure IV.2. Modélisation de la structure (Vue en 3D)

IV1.3.4) Choix de la disposition des voiles

On a prit en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

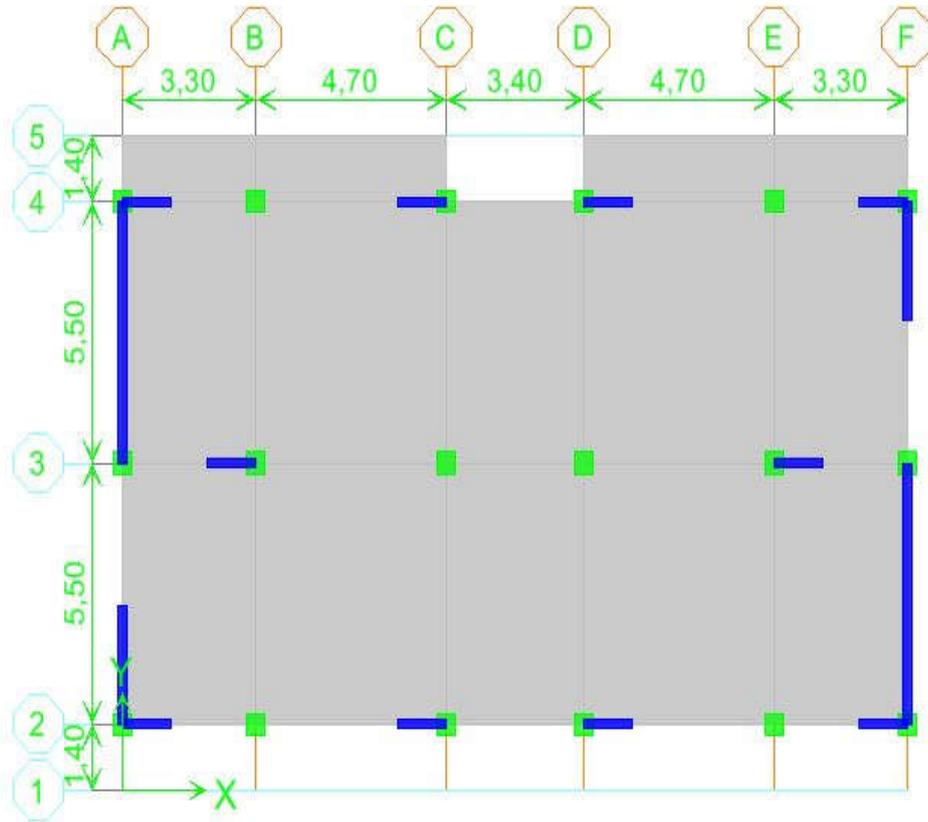


Figure IV.3.La disposition des voiles

IV 1.4) Caractéristiques géométriques de la structure

IV1.4.1) Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$\{ M_i$: Est la masse de l'élément "i".

$\{ X_i, Y_i$: Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère.

IV.1.4.2) Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions au niveau des voiles, et des poteaux. En général deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

• Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_X \\ e_{ay} = 5\% L_Y \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} L_x = 19.8 \text{ m} \\ L_y = 13.8 \text{ m} \end{cases}$$

• Excentricité théorique

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Tableau IV.1 : centre de masse et de rigidité des différents niveaux. (ETABS)

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY8	9,707	7,143	9,698	6,677	0,009	0,466
STORY7	9,7	7,178	9,697	6,667	0,003	0,511
STORY6	9,7	7,049	9,697	6,676	0,003	0,373
STORY5	9,7	7,049	9,697	6,7	0,003	0,349
STORY4	9,7	7,049	9,697	6,738	0,003	0,311
STORY3	9,7	7,047	9,698	6,792	0,002	0,255
STORY2	9,693	7,106	9,698	6,881	-0,005	0,225
STORY1	9,714	7,435	9,699	6,905	0,015	0,53

(X_{CR}, Y_{CR}): Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

$$\begin{cases} \text{Sens X : } e_a = 0.05 \times 19.8 = 0.99 \text{ m} \\ \text{Sens Y : } e_a = 0.05 \times 13.8 = 0.69 \text{ m} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad e_a = 0.69 \text{ m}$$

IV1.5) Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires

IV1.5.1) Mode de vibrations et taux de participation des masses

Après l’analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau IV.2 : périodes modes et facteurs de participation massique.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,745322	79,0468	0,0048	79,0468	0,0048	0
2	0,418514	0,0199	72,9873	79,0667	72,9921	0
3	0,322359	0,0183	0	79,085	72,9921	73,251
4	0,21652	10,9811	0,0135	90,0661	73,0056	0,0308
5	0,10131	4,0142	0,2371	94,0803	73,2427	0
6	0,100612	0,0806	17,4979	94,1609	90,7406	0

➤ **Nombre de modes à considérer**

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i \geq 90\%$) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de a masse totale de la structure soit pris en compte.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

➤ *Commentaire*

D’après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

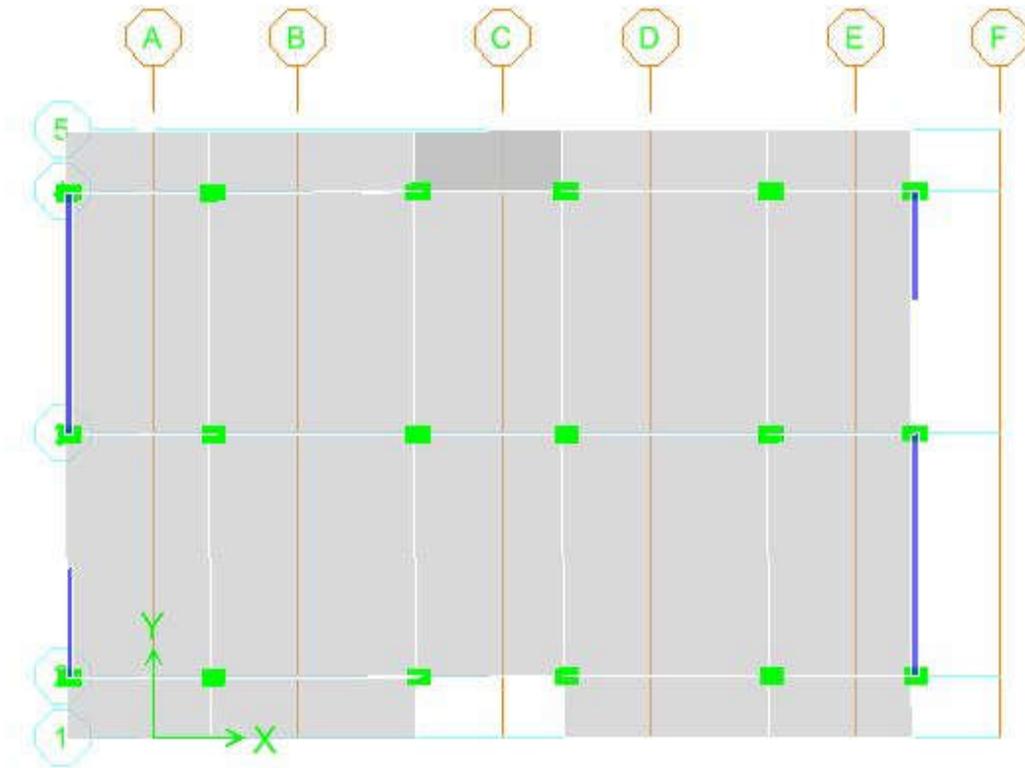
$T = 0.745s < T = 0.58 \times 1.30 = 0.759 s \dots\dots\dots$ **Condition Vérifiée.**

➤ Modes de vibrations obtenus

1^{er} mode :

Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **XX'** de période **T₁**.

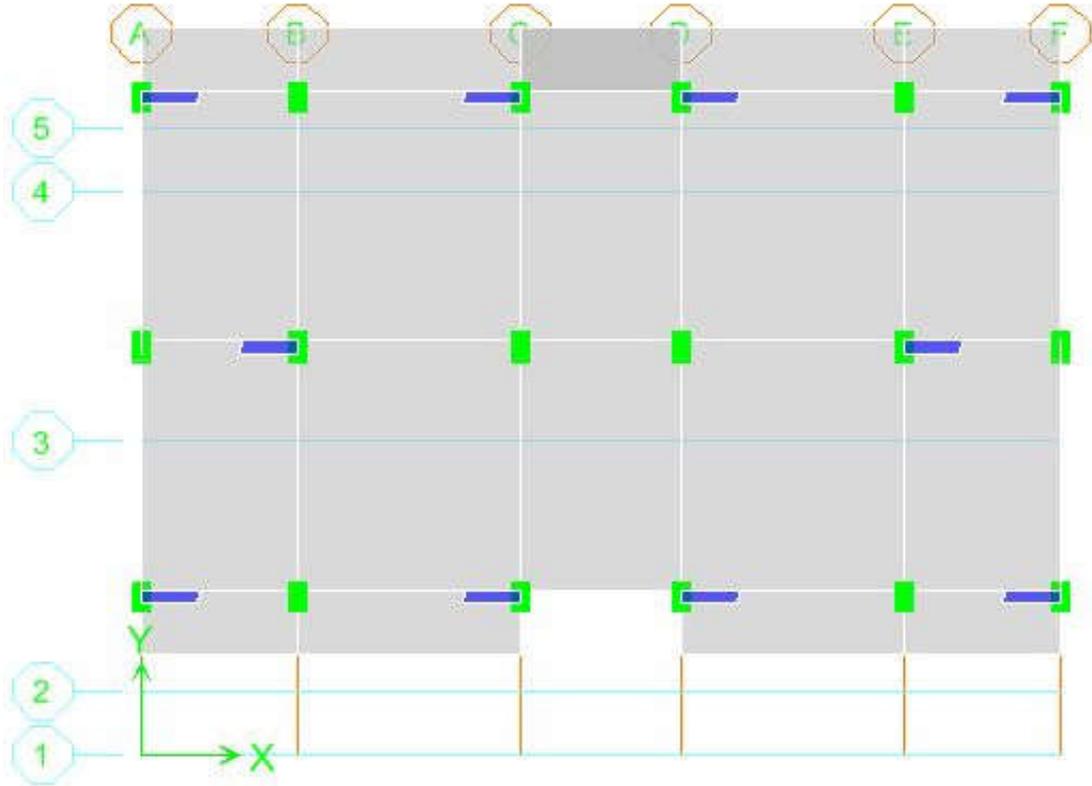
$$T_1 = 0.745322 \text{ sec}$$



2^{ème} mode :

Le 2^{ème} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **yy'** de période **T₂**.

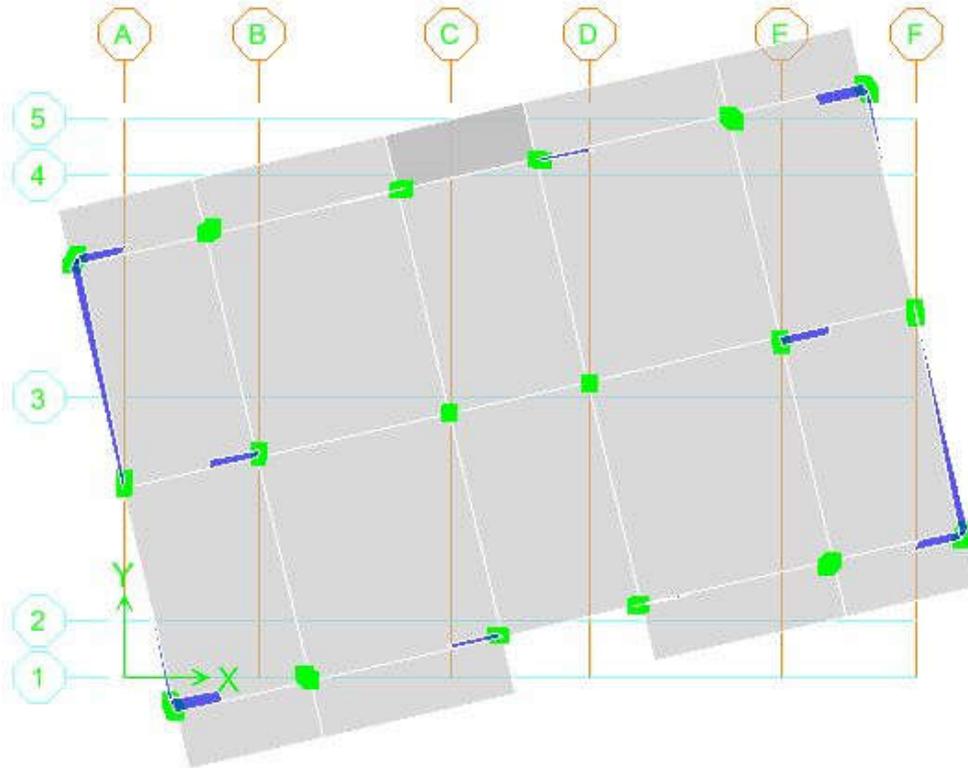
T₂ = 0,418514sec



3^{ème} mode :

La 3^{ème} mode de notre structure est une **rotation** de période T_3

$$T_3 = 0,322359\text{sec}$$



➤ **Remarques**

- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 6 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

IV1.5.2) Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R »

Selon les définitions données par le *RPA99/V2003*, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ Sous charges verticales

TableauIV.3 : Comportement de système de contreventement sous charge verticales .

Niveau	Charges (KN)		Pourcentage (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base	F1	F1	F1	F1
	6153,83	17490,04	26.02	73.97

➤ Sous charges horizontales

TableauIV.4 : Comportement du système de contreventement sous charge horizontales.

Niveau	Charges (KN)				Pourcentage (%)			
	Portiques		Voiles		Portiques %		Voiles %	
Base	F_x (KN)	F_y (KN)	F_x (KN)	F_y (KN)	Sens(xx)	Sens(yy)	Sens(xx)	Sens (yy)
		94.6	18.47	1189,18	1742.87	7.36	1.04	92.64

Avec :

F_x : La charge horizontale suivant X.

F_y : La charge horizontale suivant Y.

F_1 : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement (structure à voiles porteurs), selon le *RPA 2003*.on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**.

IV.2) Etude sismique

IV.2.1) Introduction

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

IV 2.2) La résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

IV 2.3) Présentation des méthodes de calcul de la force sismique

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan.) Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.4) Méthode d'analyse modale spectrale

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.

La méthode d'analyse modale spectrale s'applique dans tous les cas et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.2.5) Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par le mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.

IV.2.5.1) Domaine d'application de la méthode statique équivalente

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), 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 : groupes 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.

Dans le cas le bâtiment implantée on zone IIa et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux ou 17m alors la méthode n'est pas applicable.

- Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{RPA99 (art 4, 2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

IV.2.5.2) Détermination des paramètres du spectre de réponse

1) Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

a. Conditions minimal sur les files de contreventement

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

Sens longitudinal : (5 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 3.3/4.7 = 0.7 < 1.5 \\ 4.7/3.4 = 1.38 < 1.5 \\ 3.4/4.7 = 0.72 < 1.5 \\ 4.7/3.3 = 1.42 < 1.5 \end{array} \right\} \text{Critère observé } p_q = 0$$

Sens transversal : (2 travées)

$$5.5/5.5 = 1 < 1.5 \quad \left. \right\} \text{Critère observé } p_q = 0$$

b.Redondance en plan

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Sens longitudinal :(8files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.7/3.3 = 1.42 < 1.5 \quad \longrightarrow \text{Critère observé } p_q = 0$$

Sens transversal : (5 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 5.5/5.5 = 1 < 1.5 \quad \longrightarrow \text{Critère observé } p_q = 0$$

c. La régularité en plan et en élévation

c.1.Régularité en plan

On a régularité en plan, donc le critère est observé $p_q = 0$

c.2.Régularité en élévation

D’après l’article 3.5.b du RPA99/version2003, la structure est classée régulièrement en élévation, donc : $p_q = 0$

d. Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0.05$.

e. Contrôle de la qualité d’exécution

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux, on considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Tableau IV.5 : Pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	P _q (S. long)	
	Observé	N/Observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité d’exécution	/	0.10
Q (totale)	1.15	

2) **A** : coefficient d’accélération de zone donné par le tableau (IV.5) ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment

Tableau. IV.6 : Coefficients d’accélération de zone A.

	ZONE I	ZONE II _a	ZONE II _b	ZONE III
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,12	0,25	0,30	0,40
1B	0,10	0,20	0,25	0,30
2	0,08	0,15	0,20	0,25
3	0,05	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas on a un groupe d’usage 3 en zone IIA donc : **A= 0,10**

3) **D** : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version2003.

Selon l' RPA2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.

Donc de **catégorie S3** ; (Site meuble : S3)

$$\begin{cases} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$

- $\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ Est donné par le tableau (IV7) présenté ci-après.

Tableau IV.7:coefficient d'amortissement critique.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

4) ξ : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement avec des voiles porteurs (associés à des portiques) donc on prend $\xi = 7 \%$.

IV.2.5.3) Calcul de la période fondamentale

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

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$h_N = 26.52m$

- C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : $C_T = 0.05$

Donc : $T = 0,05 \times 26.52^{3/4} = 0.58 \text{ sec}$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$ (4.2.4 du RPA99/version2003)

D :est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction. Alors :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

➤ Pour le sens xx

$H_N = 26.52\text{m}$

$d_x = 19.8 \text{ m}$

Alors : $T = \min (0,58\text{s}, 0,53\text{s})$

Donc $T = 0,53\text{s}$

$0 \leq T \leq T_2$

$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

Donc : $D = 2.11$

➤ Pour le sens yy

$H_N = 26.52\text{m}$

$d = 13.8\text{m}$

$T = \min (0,58 \text{ s}, 0,64\text{s})$

Donc $T = 0,58\text{s}$

$T = 0.58\text{s}$

On a : $0 \leq T \leq T_2$

Donc : $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

$D = 1.99$

IV.2.5.4) Détermination du poids total de la structure

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} :Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} :Charges d'exploitation.

β :Coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d’exploitation et donnée par le tableau (4.5) RPA99/2003

Dans notre cas $\beta = 0.20$.

On tire les masses de chaque étage à partir de l’etabs (Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow diaphragme Mass Data), l’Etabs donne les masses de chaque étage en tonne donc :

On a : $le\ poids = la\ masse \times L'accélération\ de\ la\ pesanteur$

D'où : $W_i(kN) = W_i \times 9.81$

Poids total: $W_T = 18784,0683\ KN$

➤ **Tableau récapitulatif**

Tableau. IV.8 : Résumé des résultats.

Paramètres	Résultats
A	0,10
Dx	2.11
Dy	1.99
Q	1,15
R	3.5
W	18784.0683 kn

Sens XX :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_x = \frac{(0.1 \times 2.11 \times 1.15 \times 18784.0683)}{3.5} = 1302.27KN$$

Sens YY :

$$\Rightarrow V_y = \frac{(0.1 \times 1.99 \times 1.15 \times 18784.0683)}{3.5} = 1228.21KN$$

IV.2.5.5) Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ \text{Cas4 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.
- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**IIa**) et un Groupe d'usage **3**.

Nous trouverons : **A = 0.10**

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

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

Où **ξ(%)** est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons une structure à voiles porteurs avec un remplissage dense,

Donc **ξ = 7 %**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.881 > 0.7$$

- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003.

Notre structure est construite dans un site meuble (**S3**) donc **T₁ = 0.15sec**, **T₂ = 0.50sec**

R : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99,

Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau **R=3.5**

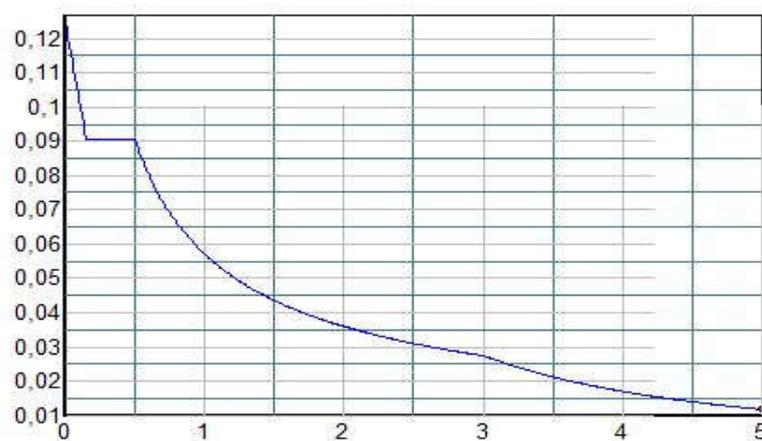


Figure IV.4. Spectre de réponse

IV2.5.6) Calcul de l'effort tranchant modal à la base (D'après le RPA99/V 2003)

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

➤ Sens longitudinal (x-x)

Tableau IV.9 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal

Mode	Période	α_i %	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0,745322	79,0468	18784.0683	0.069	102452.613
2	0,418514	0,0199	18784.0683	0.090	33.646
3	0,322359	0,0183	18784.0683	0.090	30.934
4	0,21652	10,9811	18784.0683	0.090	18564.275
5	0,10131	4,0142	18784.0683	0.101	7615.703
6	0,100612	0,0806	18784.0683	0.101	152.913

➤ Sens transversal (y-y)

Tableau IV.10 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.

Mode	Période	α_i %	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0,745322	0,0048	18784.0683	0.069	0.06221
2	0,418514	72,9873	18784.0683	0.090	1233.89858
3	0,322359	0	18784.0683	0.090	0.000
4	0,21652	0,0135	18784.0683	0.090	0.22822
5	0,10131	0,2371	18784.0683	0.101	4.49823
6	0,100612	17,4979	18784.0683	0.101	160.58392

➤ **Combinaison des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \text{ avec } T_i < T_j$$

Dans le cas où toutes les réponses modale retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modale ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Combinaisons des réponses modales .

Mode	Période	$r = T_i/T_j$	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	Observation
1	0,745322	0.56152106	0.588	V
2	0,418514	0.77024663	0.588	N.V
3	0,322359	0.67167350	0.588	N.V
4	0,21652	0.46790134	0.588	V
5	0,10131	0.99311025	0.588	N.V
6	0,100612	0.13499131	0.588	V

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes par rapport aux autres , donc la réponse totale est donnée par :

$$Ex = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 1044.039288\text{KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 1248.762276\text{KN}$$

IV.2.5.7) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_t < 0.8 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **r = 0.8V/V_t** .

Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul .

	V_{st} (KN)	V_{dy}(KN)	0.8V_{st}	Observation
Sens longitudinal (x-x)	1302.27	1303.87	1041.816	Vérifié
Sens transversal (y-y)	1228.21	1804.02	982.568	Vérifié

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{stat}} \dots\dots\dots C. V$$

IV.2.6) Vérifications des conditions réglementaire imposées pa RPA

IV.2.6.1) Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le **RPA99/v.2003** exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (Art 4 - 19 – RPA99/v.2003).}$$

Avec: $\overline{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible

h_e : représente la hauteur de l'étage.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû 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 égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 – 20 RPA99/v.2003).}$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

➤ Sens longitudinale

Tableau IV.13 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX’.

Niveau	$\delta_k (m)$	R	$R * \delta_k (m)$	$\delta^{k-1} (m)$	$\Delta^k (m)$	$\bar{\Delta}_k (m)$	Observation
STORY8	0.0150	3.5	0.0525	0.04865	0.00385	0.0306	C.V
STORY7	0.0139	3.5	0.04865	0.0434	0.00525	0.0306	C.V
STORY6	0.0124	3.5	0.0434	0.03745	0.00595	0.0306	C.V
STORY5	0.0107	3.5	0.03745	0.03045	0.007	0.0306	C.V
STORY4	0.0087	3.5	0.03045	0.02275	0.0077	0.0306	C.V
STORY3	0.0065	3.5	0.02275	0.0147	0.00805	0.0306	C.V
STORY2	0.0042	3.5	0.0147	0.00455	0.00665	0.0408	C.V
STORY1	0.0013	3.5	0.00455	0	0.00455	0.0408	C.V

➤ Sens transversale

Niveau	$\delta_k (m)$	R	$R * \delta_k (m)$	$\delta^{k-1} (m)$	$\Delta^k (m)$	$\bar{\Delta}_k (m)$	Observation
STORY8	0.0074	3.5	0.0259	0.0224	0.0035	0.0306	C.V
STORY7	0.0064	3.5	0.0224	0.0189	0.0035	0.0306	C.V
STORY6	0.0054	3.5	0.0189	0.01505	0.00385	0.0306	C.V
STORY5	0.0043	3.5	0.01505	0.01155	0.0035	0.0306	C.V
STORY4	0.0033	3.5	0.01155	0.00805	0.0035	0.0306	C.V
STORY3	0.0023	3.5	0.00805	0.0049	0.00315	0.0306	C.V
STORY2	0.0014	3.5	0.0049	0.00175	0.00315	0.0408	C.V
STORY1	0.0005	3.5	0.00175	0	0.00175	0.0408	C.V

Tableau IV.14 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY’

Commentaire

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l’ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

IV.2.6.2) Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ

Les effets de 2° ordre ou l’effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaites à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 »

h_k : Hauteur d’étage « k »

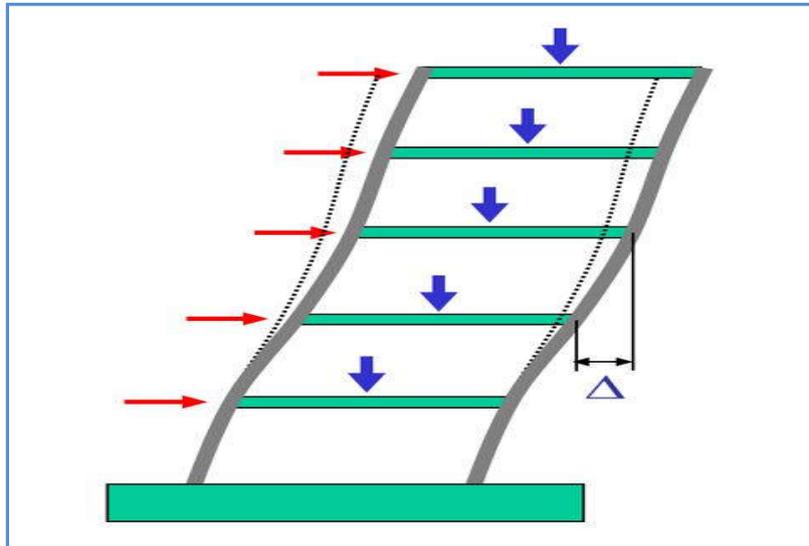


Figure VI.5 : Présentation de l’effet P- Δ sur la

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal**

Tableau IV.15 : Vérification de l’effet P-Delta dans le sens XX’ .

Niveau	Δ_x (m)	h_k (m)	V_x (KN)	p_k (KN)	θ_x	< 0.1
STORY8	0.00385	3.06	315,48	2122,51514	0,00846483	C.V
STORY7	0.00525	3.06	542,13	4366,65663	0,01381922	C.V
STORY6	0.00595	3.06	741,75	6686,8727	0,01752916	C.V
STORY5	0.007	3.06	908,66	9007,08878	0,02267564	C.V
STORY4	0.0077	3.06	1049,17	11327,3049	0,02716752	C.V
STORY3	0.00805	3.06	1164,35	13671,681	0,03088964	C.V
STORY2	0.00665	4.08	1253,77	16142,6228	0,02098542	C.V
STORY1	0.00455	4.08	1294,31	18784,0683	0,01618462	C.V

➤ Sens transversale

Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'.

Niveau	$\Delta_y(m)$	$h_k(m)$	$V_y(KN)$	$p_k(KN)$	θ_y	< 0.1
STORY8	0.0035	3.06	439,22	2122,51514	0,00552733	C.V
STORY7	0.0035	3.06	776,77	4366,65663	0,00642989	C.V
STORY6	0.00385	3.06	1050,05	6686,8727	0,00801221	C.V
STORY5	0.0035	3.06	1271,9	9007,08878	0,00809987	C.V
STORY4	0.0035	3.06	1450,88	11327,3049	0,0089298	C.V
STORY3	0.00315	3.06	1594,94	13671,681	0,00882402	C.V
STORY2	0.00315	4.08	1708,03	16142,6228	0,00729674	C.V
STORY1	0.00175	4.08	1764,06	18784,0683	0,00456724	C.V

Commentaire

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.2.6.3) Vérification vis-à-vis du renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et de glissement.

- 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, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. {Art 4.4 RPA99 Version 2003}

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Avec :

- ✓ **MS** : Moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.
- ✓ **MR** : Moment de renversement.
- ✓ **Fi** : Efforts sismique appliqués à chaque étage.
- ✓ **di** : La hauteur de niveau i mesuré

à partir de la base.

- ✓ **bi** : Bras de levier de niveau i.

✓ W_i : Poids de niveau

Dans notre cas $T = 0.74s > 0.7s$ donc : $F_t = 0.07 * T * V$

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinale ($V_x = 1294.31$ KN).($F_t = 67.52$ KN)

Tableau IV.17 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX.

Niveau	hi (m)	W(KN)	wi * hi	Vx (KN)	(Vx - Ft)	$\sum w_i * h_i$	(Vx - Ft).wi*h	Fi (KN)
STORY8	26,52	2122,51514	56289,1015	1294,31	1226,79	286878,184	69054906,84	240,711601
STORY7	23,46	2244,14149	52647,5594	1294,31	1226,79	286878,184	64587499,34	225,139111
STORY6	20,4	2320,21607	47332,4078	1294,31	1226,79	286878,184	58066924,6	202,409691
STORY5	17,34	2320,21607	40232,5467	1294,31	1226,79	286878,184	49356885,91	172,048237
STORY4	14,28	2320,21607	33132,6855	1294,31	1226,79	286878,184	40646847,22	141,686784
STORY3	11,22	2344,37614	26303,9003	1294,31	1226,79	286878,184	32269361,84	112,484544
STORY2	8,16	2470,94182	20162,8853	1294,31	1226,79	286878,184	24735626	86,2234474
STORY1	4,08	2641,44551	10777,0977	1294,31	1226,79	286878,184	13221235,66	46,0865845

➤ Sens transversal ($V_y = 1764.06$ KN).($F_t = 92.035$ KN)

Tableau IV.18 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'.

Niveau	hi (m)	W(KN)	wi * hi	Vi (KN)	(Vx - Ft)	$\sum w_i * h_i$	(Vx - Ft).wi*h	Fi (KN)
STORY8	26,52	2122,51514	56289,1015	1764,06	1672,025	286878,184	94116784,96	328,072298
STORY7	23,46	2244,14149	52647,5594	1764,06	1672,025	286878,184	88028035,43	306,848134
STORY6	20,4	2320,21607	47332,4078	1764,06	1672,025	286878,184	79140969,2	275,869598
STORY5	17,34	2320,21607	40232,5467	1764,06	1672,025	286878,184	67269823,82	234,489158
STORY4	14,28	2320,21607	33132,6855	1764,06	1672,025	286878,184	55398678,44	193,108718
STORY3	11,22	2344,37614	26303,9003	1764,06	1672,025	286878,184	43980778,88	153,308203
STORY2	8,16	2470,94182	20162,8853	1764,06	1672,025	286878,184	33712848,21	117,516249
STORY1	4,08	2641,44551	10777,0977	1764,06	1672,025	286878,184	18019576,75	62,8126423

Ainsi, on a les résultats suivants :

➤ Sens XX

Tableau V.19 : Moment de renversement dans le sens XX .

Niveau	di(m)	Fi (KN)	(di * Fi)KN.m
STORY8	26,52	240,711601	6383,671659
STORY7	23,46	225,139111	5281,763544
STORY6	20,4	202,409691	4129,157696
STORY5	17,34	172,048237	2983,31643
STORY4	14,28	141,686784	2023,287276
STORY3	11,22	112,484544	1262,076584
STORY2	8,16	86,2234474	703,5833308
STORY1	4,08	46,0865845	188,0332648
		\sum	=22954,88978

➤ Sens YY'

Tableau IV.20 : Moment de renversement dans le sens YY'.

Niveau	di(m)	Fi (KN)	(di * Fi)KN.m
STORY8	26,52	328,072298	8700,477343
STORY7	23,46	306,848134	7198,657224
STORY6	20,4	275,869598	5627,739799
STORY5	17,34	234,489158	4066,042
STORY4	14,28	193,108718	2757,592493
STORY3	11,22	153,308203	1720,118038
STORY2	8,16	117,516249	958,9325918
STORY1	4,08	62,8126423	256,2755806
			Σ =31285,83507

➤ Moment stabilisateur

✓ Calcul du centre de gravité de la structure

- Sens longitudinal et transversal

$$b_{xi} = L_x - X_{Gi}$$

$$b_{yi} = L_y - Y_{Gi}$$

Tableau IV.21: Centre de gravité et de torsion.

NIVEAU	XCM	YCM	XG	YG
8	9,707	7,143		
7	9,7	7,178		
6	9,7	7,049		
5	9,7	7,049		
4	9,7	7,049		
3	9,7	7,047		
2	9,693	7,106		
1	9,714	7,435		
	77,614	57,056	9,70175	7,132

$$b_{xi} = L_x - X_{Gi} = 19.8 - 9.7 = 10.1m$$

$$b_{yi} = L_y - Y_{Gi} = 13.8 - 7.132 = 6.66m$$

Tableau IV.22: Vérification au renversement dans le sens XX et YY.

	wt(kn)	b(m)	Ms(kn,m)	Mr	Ms/Mr	observation
sens xx	18784,068	10,1	189719,09	22954,8898	8,26486608	cv
sens yy	18784,068	6,66	125101,895	31285,8351	3,99867527	cv

Commentaire

- Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.2.6.4) Vérification de l'effort normal réduit (N_{red})

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d: \text{ l'effort normal maximal}$$

B_c : l'aire de section brute

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.23 : L'effort normal réduit.

Section	N_{rd} (KN)	F_{C28} (MPa)	N_{red} (KN)	Observation
60x60	1985.33	25	0.236	vérifiée
50x50	1633.36	25	0.283	vérifiée
45x45	1147.52	25	0.248	vérifiée
35x35	448.58	25	0.164	vérifiée

V.1) Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d’aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

V.2) Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l’état limité ultime « ELU » sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

➤ **Situation durable et accidentelle**

Tableau V.1: Situation durable et accidentelle

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

V.2.1) Recommandations selon RPA99/2003

D’après RPA99/2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochet :

➤ Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{en zone courante}$$

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{en zone de recouvrement}$$

Avec :

A_s : section d’acier et B : section du béton

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur de recouvrement minimale est de 40ϕ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l’intérieure des zones nodales.

V.2.2) Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91**

E L U $1,35G + 1,5Q$

E L S $G + Q$

➤ **Selon RPA 99** :(situation accidentelle)

$G + Q + E$

$0,8G + E$

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d’exploitation.

E : Action sismique.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas de sollicitation suivants :

1. $N_{compression}^{max}, Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$
2. $N_{traction}^{max}, Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$
3. $Max(M_{2-2}^{max}, M_{3-3}^{max}), N^{corr}$

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d’acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

NB :

- comme la section de poteau est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre M_{3-3} et M_{2-2} et on le généralise sur les quatre côtés de la section de poteau.
- L’ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par ETABS, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.2 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

		$N_{compression}^{max}$ (kN)	$N_{traction}^{max}$ (KN)	$Max(M_{2-2}^{max}, M_{3-3}^{max})(kN.m)$
Poteau 60x60	Combinaison	ELU	08GEYMIN	GQEYMIN
	N (kN)	1985.33	-915.58	1080.65
	$Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$	4.438	20.354	44.969
Poteau 50x50	Combinaison	ELU	08GEYMIN	GQEYMIN
	N (kN)	1633.36	-782.85	688.8
	$Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$	8.622	47.975	103.631
Poteau 45x45	Combinaison	ELU	08GEYMIN	GQEYMIN
	N (kN)	1447.52	-547.59	299.11
	$Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$	18.73	24.792	76.826
Poteau 35x35	Combinaison	ELU	08GEYMIN	GQEYMIN
	N (kN)	448.58	-225.6	156.7
	$Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$	25.70	16.642	63.602

V.2.3) Calcul des armatures longitudinales

On calcule le ferrailage des trois types des poteaux dans les différentes combinaisons et on prend le cas où le ferrailage est plus défavorable.

Avant d’entamer les calculs on doit vérifier tout d’abord si notre section travaille à la compression centré ou à la flexion composée :

Pour que la section travail à la compression centré il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

donc
$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$$

Avec λ : élancement du poteau

l_f : Longueur de flambement = 0.7 l_0

L_0 : longueur libre du poteau

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2)$$

Avec :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} \\ \frac{0.2B}{100} \end{array} \right\}$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100}$$

Si non la section travail à la flexion composée.

Pour que la section effectivement travail à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_0}{h}; 15 \text{ cm} \right\}$$

Si la section effectivement travail à la flexion composée le ferrailage se fait à partir des sollicitations ultimes suivantes :

N : *effort normal de la section.*

$M = Ne_T$ *moment corrigés de la section.*

Avec :

$$e_T = e_0 + e_a + e_2$$

e_T : *Excentricité totale de la section.*

e_0 : *Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.*

e_a : *Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)*

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right\}$$

e_2 : *Excentricité due aux effets du second ordre.*

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi – permanente, au moment total du premier ordre, ces moment étant pris avant application des coefficient γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right)$$

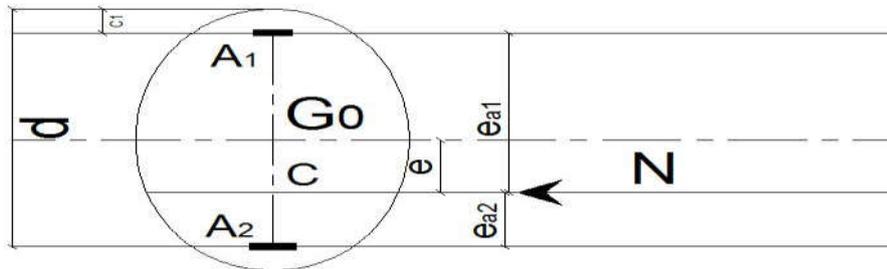
ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Pour le calcul de ferrailage à la flexion composée la 1^{ère} question à laquelle il faut répondre la section est-elle entièrement comprimée ou tendue ou partiellement comprimé/tendue.

➤ La section est entièrement tendue lorsque l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}} ; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}} ; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$



➤ La condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

➤ La section est entièrement comprimée lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures.

$$\text{Et} \quad N(d - C') - M_1 > \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h} \right) b h^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0.5h - C') b h \sigma_b$$

Si la condition précédant est vérifiée donc :

$$A_2 = 0$$

$$\text{Et } A_1 = \frac{N - \psi b h \bar{\sigma}_b}{\sigma_{1s}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - C') - M_1}{b h^2 \bar{\sigma}_b}}{0.857 - \frac{C_1}{h}}$$

Et :

$\sigma_{1s} = f(\xi_{1s})$ à partir de diagramme de déformation de l'acier

Telle que :

$$\xi_{1s} = \left[2 + \left(3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] 10^{-3}$$

Si non :

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h)\bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2(d - C_1)}$$

$$A_2 = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2} - A_1$$

➤ La section d'armature minimale

$A_{min} \geq 4 \times$ le périmètre de la section en mètre

• A l'ELS

A priori, si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$ il y'a de forte chance que la section soit entièrement comprimée, sinon on refaire le calcul en considèrent la section partiellement comprimée.

La section est effectivement entièrement comprimée à l'ELS si :

$$\sigma_{sup} > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_{inf} > 0$$

Et on vérifiée que :

$$Max(\sigma_{bc,sup}; \sigma_{bc,inf}) < \bar{\sigma}_b$$

Telle que :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

Avec : $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

S : L'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

X_G : La position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

I : L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

➤ La section est partiellement comprimée/tendue à l'ELU lorsque :

- Le centre de pression est à l'extérieure de segment formée par les armatures et l'effort normal est un effort de compression/traction.
- Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - C') - M_1 \leq \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h} \right) bh^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\text{Et : } \mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

On constate trois cas :

a) Si $\mu < \mu_l$ donc la section sera armée par des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Si $\mu_l < \mu < 0.667$ donc la section sera armée par des armatures comprimées et des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$A'_s = \beta'_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

c) Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

• **A l'ELS**

On considère que la section est partiellement comprimé à priori si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est effectivement partiellement comprimée à l'ELS donc on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

V.2.4) Exemple de calcul

On considère comme exemple de ferrailage détaillé de poteau dont les paramètres suivants :

Tableau .V.3 : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

Section	N (kN)	M (KN.m)	C (cm)	d (cm)
60x60	1985.33	4.438	2.5	54

➤ Vérification de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4.438}{1985.33} = 2.235 \text{ cm} < \frac{b}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7 \times 4.08 \times \sqrt{12}}{0.6} = 16.48$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) = 3364 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{1985.33}{0.81} - 3364 \frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400} = -172.05 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le BAEL :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 9.6 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 7.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100} = 180 \text{ cm}^2$$

➤ Section minimale selon RPA :

$$A_{min,RPA} = 0.8\%B = 28.8 \text{ cm}^2$$

➤ Section maximal selon RPA :

$$A_{max,RPA} = 3\%B = 108 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max,RPA} = 6\%B = 216 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

V.2.5) Sollicitation de calcul

Les résultats des calculs de ferrailage des autres poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.4 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

Poteau	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	$e_0(cm)$	Nature	A_{1cal} (cm ²)	A_{2cal} (cm ²)
60X60	ELU	1985.33	4.438	2.235	CC	0.00	0.00
	08GEY MIN	-915.58	20.354	0.022	ET	0.00	0.00
	GQEY MIN	1080.65	44.969	0.041	PC	0.00	0.00
50x50	ELU	1633.36	8.622	0.005	CC	0.00	0.00
	08GEY MIN	-782.85	47.975	0.061	ET	0.00	0.00
	GQEY MIN	688.8	103.631	11.81	EC	0.00	0.00
45x45	ELU	1147.52	18.73	0.21	CC	0.00	0.00
	08GEY MIN	-547.59	24.792	1.21	ET	0.00	0.00
	GQEY MIN	299.11	76.826	21.02	PC	0.91	0.00
35X35	ELU	448.58	25.7	0.77	CC	0.00	0.00
	08GEY MIN	-225.6	16.642	14.048	ET	0.00	0.00
	GQEY MIN	156.7	63.602	48.36	PC	3.21	0.00

CC : compression centré ; ET : entièrement tendue; PC : partiellement comprimé.

Pour cause de changement de sens de direction de séisme, on généralise le ferrailage le plus défavorable sur tous les cotes de poteau avec pris en considération de la condition de non fragilité et la section minimal d'armature imposée par le BAEL et le RPA.

Les résultats de choix de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau .V.5 : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

Poteau	$A_{s,cal}$	A_{CNF}	$A_{min.RPA}$	$A_{s,adop}$	Choix d'armateur	Observation
60x60	0.00	3.91	28.8	32.15	16HA16	$A_{s,ado} > A_{min}$
50x50	0.00	2.71	20.00	20.35	4HA16+8HA14	$A_{s,ado} > A_{min}$
45x45	0.91	2.20	16.2	20.35	4HA16+8HA14	$A_{s,ado} > A_{min}$
35x35	3.21	1.33	9.8	10.68	4HA14+4HA12	$A_{s,ado} > A_{min}$

V.2.6) Vérification de pourcentage maximal d'armature

Pour éviter l'éclatement de béton on réalise le recouvrement des deux nappes d'armature de la même face de poteau dans des zones décalés, et on fait la vérification de pourcentage maximal d'armature, les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau .V.6 : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux

Poteau	$A_{s,adop,ZC}$	$A_{max,ZC}$	Obs.
60x60	32.15	108	$A_{s,ado} < A_{max}$
50x50	20.35	75	$A_{s,ado} < A_{max}$
45x45	20.35	60.75	$A_{s,ado} < A_{max}$
35x35	10.68	36.75	$A_{s,ado} < A_{max}$

V.2.7) Vérification des poteaux à l'ELU

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (Situation Accidentelle)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

Tableau .V.7 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
60X60	17.96	0.055	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	703.36	0.052	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
50X50	22.16	0.098	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	552.64	0.099	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
45x45	20.58	0.11	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	552.64	0.102	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
35x35	24.21	0.21	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	326.56	0.261	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

V.2.8) Calcul des armatures transversales des poteaux (RPA99, Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales notées A_t des poteaux seront calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec :

V_u :L'effort tranchant de calcul.

h :Hauteur de la section.

ρ_a :Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture pareffort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda < 5$$

t : L'espace des cadres.

Telle que : $\lambda = \frac{l_f}{a}$

➤ **Détermination des espacements des cadres (RPA99, Article 7.4.2.2)**

La valeur maximale de l'espace est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15 \text{ cm})$

ϕ_l : Diamètre min des armatures longitudinal

Donc on adopte un espace uniforme de 10 cm.

Tableau .V.8 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux

Poteau	$V_u(kN)$	λ	ρ_a	$A_t(cm^2)$	A_{adopt}	Choix
60x60	17.96	4.76	3.75	0.28	2.01	4 ϕ 8
50x50	22.16	5.71	2.5	0.27	2.01	4 ϕ 8
45x45	20.58	4.76	3.75	0.42	2.01	4 ϕ 8
35x35	24.21	6.12	2.5	0.43	2.01	4 ϕ 8

NB : les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constituée de 2U superposé formant un carrée (là où les circonstances s’y prêtant, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

➤ **Jonction des armatures**

La longueur minimale des recouvrements des barres est de 40 ϕ en zone IIa, ϕ désigne le diamètre maximal des barres longitudinales

Soit particulièrement une longueur de 40 × 1.6 = 64 cm.

V.2.9) Vérification des poteaux à l’ELS

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l’ELS s’effectue comme suit :

a) Calcul de l’aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

b) Calcul de la position de l’axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

c) Calcul de l’inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Avec : $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{inf} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable ($N_{ser,max}; M_{ser,corr}$) et ($M_{ser,max}; N_{corr}$), on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de $N_{ser,max}; M_{ser,corr}$, les résultats obtenue sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau .V.9 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS

	$N_{ser}(kN)$	$M_{ser}(kN.m)$	e_{ser}	nature	$\sigma_{inf}(MPa)$	$\sigma_{sup}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
60x60	1436.08	3.187	0.0022	EC	3.9	4.1	15	CV
50x50	1185.82	6.189	0.0052	EC	4.4	5	15	CV
45x45	833.27	13.486	0.016	EC	3.2	5	15	CV
35x35	326.64	18.532	0.056	EC	0.1	5.3	15	CV

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

V.2.10) Schéma de ferrailage

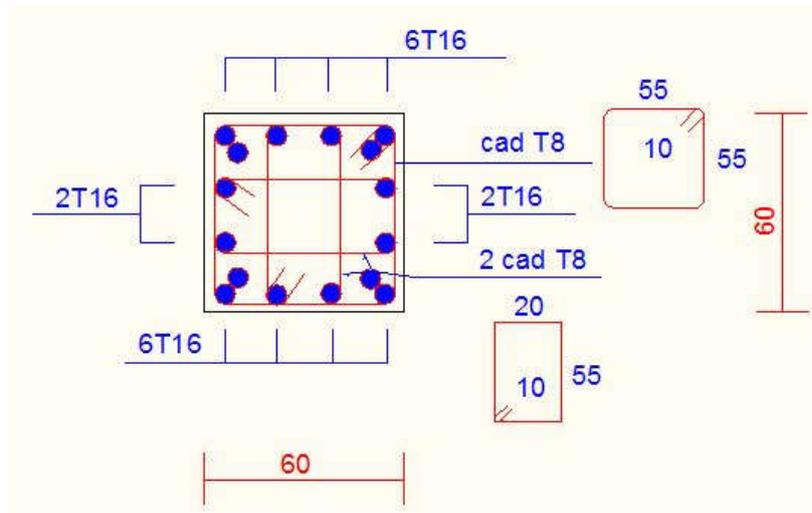


Figure V.1: schéma de ferrailage de poteau 60x60

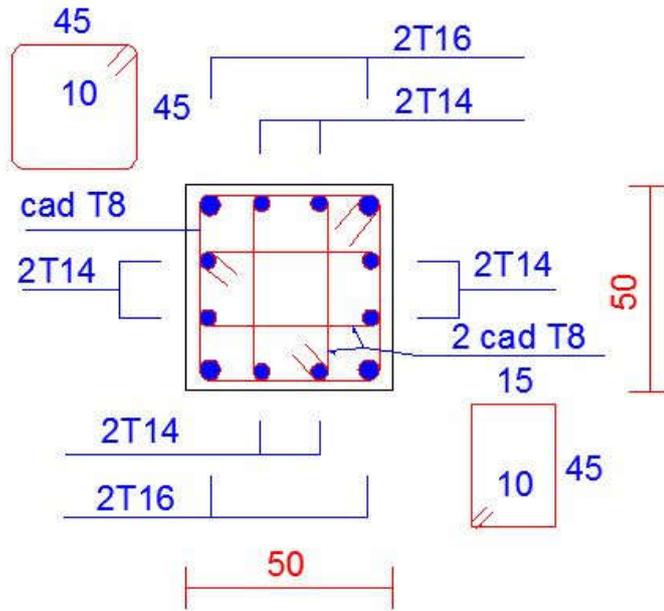


Figure V.2 : schéma de ferrailage de poteau 50x50

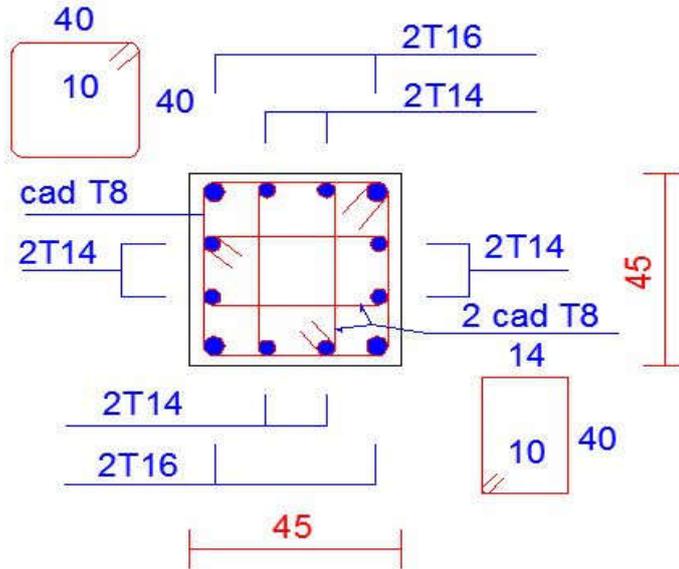


Figure V.3 : schéma de ferrailage de poteau 45x45

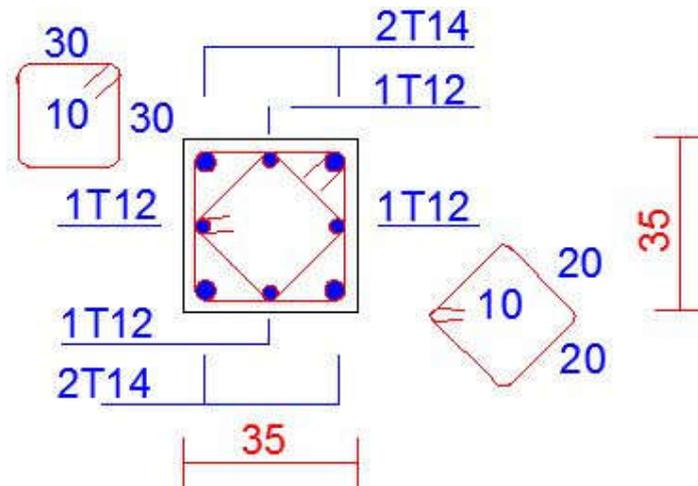


Figure V.4 : schéma de ferrailage de poteau 35x35

V.3) Etude des poutres

V.3.1) introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**.

V.3.2) Recommandations du RPA99 version 2003

a) Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ 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

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 \times S_t$$

✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.3) Les combinaisons de calcul

✓ 1.35 G + 1.5 Q selon BAEL91/99

✓ G + Q selon BAEL91/99

✓ G + Q ± E selon RPA99

✓ 0.8 G ± E selon RPA99

V.3.4) Ferrailage des poutres

Dans notre structure on a deux types de poutre :

- ✓ Poutre principale (30x45) cm.
- ✓ Poutre secondaire (30x40) cm

V.3.4.1) sollicitation de calcul

➤ **Tableau des sollicitations**

Tableau. V.10 : Résultats des moments et efforts tranchants donnés par ETABS.

	ELU		Accidentelle				ELS		Effort tranchant
	1,35G+1,5Q (kN.m)		G+Q+E (kN.m)		0.8G+E (kN.m)		(G+Q) (kN.m)		
Combinaisons									Vmax (kN)
Position	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travées	Appuis	
P.P	72.286	-123.519	52.353	-101.364	30.417	-62.606	51.067	-89.958	138.42
P.S	26.091	-34.47	63.438	-67.233	63.801	-66.829	18.834	-25.058	66.47
P.P liée au voile	9.075	-17.429	105.126	-121.894	7.808	-20.319	6.446	-12.396	94.19
P.S liée au voile	61.949	-92.46	129.68	-145.569	121.516	-130.814	44.676	-66.753	129.37

V.3.4.2) Exemple de calcul

➤ Ferrailage de la poutre principale

1. Calcul des armatures longitudinales

Les données

$h = 0.45 \text{ m}$; $b = 0.30 \text{ m}$; $d = 0.405 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$;

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

1.1 .ELU ($f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$)

En travée ($M_{max}^T = 72.286 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72.286 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.103 \rightarrow u_{bu} = 0.103 < u_l = 0.392 \text{ ; pas d'armatures comprimé}$$

$$\dot{A}_s = 0$$

$$u_{bu} = 0.103 < 0.275 \rightarrow \text{méthode simplifier}$$

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.206}) = 0.136$$

$$Z_b = 40.5(1 - 0.4 * 0.136) = 38 \text{ cm}$$

$$A^t = \frac{72.286 \times 10^{-3}}{0.38 \times 348} = 5.42 \text{ cm}^2$$

En appuis ($M_{max}^A = 123.519 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{123.519 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.176 \rightarrow u_{bu} = 0.176 < u_l = 0.392 \text{ ; pas d'armatures comprimé}$$

$$\dot{A}_s = 0$$

$$u_{bu} = 0.176 < 0.275 \text{ méthode simplifié.}$$

$$A^a = \frac{M_{max}^A}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.352}) = 0.243$$

$$Z_b = 40.5(1 - 0.4 * 0.243) = 36.5 \text{ cm}$$

$$A^a = \frac{123.519 \times 10^{-3}}{0.365 \times 348} = 9.70 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité BAEL91/99**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.405 \times \frac{2.1}{400}\right) \rightarrow A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 9.37 \text{ cm}^2, A^t = 5.42 \text{ cm}^2 > 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1.2.ACC ($f_{bc} = 18.5 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}$)

En travée ($M_{max}^T = 52.353 \text{ KN.m}$)

Pour la Situation accidentelle : $f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0.85}{1.15} = 18.5 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{52.353 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 18.5} = 0.057 \rightarrow u_{bu} = 0.057 < u_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé}$$

$$\dot{A}_s = 0$$

$$u_{bu} = 0.057 < 0.275 \text{ méthode simplifié.}$$

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.114}) = 0.073$$

$$Z_b = 40.5(1 - 0.4 \cdot 0.073) = 39 \text{ cm}$$

$$A^t = \frac{52.353 \times 10^{-3}}{0.39 \times 400} = 3.35 \text{ cm}^2$$

En appuis ($M_{max}^A = 101.364 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{101.364 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 18.5} = 0.111 \rightarrow u_{bu} = 0.111 < u_l = 0.391 \rightarrow \text{pas d'armature comprimé}$$

$$\dot{A}_s = 0$$

$$u_{bu} = 0.111 < 0.275 \text{ méthode simplifié.}$$

$$A^a = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.222}) = 0.147$$

$$Z_b = 40.5(1 - 0.4 \cdot 0.147) = 38 \text{ cm}$$

$$A^a = \frac{101.364 \times 10^{-3}}{0.38 \times 400} = 6.67 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité BAEL91/99**

$$A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 6.67 \text{ cm}^2, A^t = 3.35 \text{ cm}^2 > 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Selon RPA99/Version2003

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \cdot 30.45 \rightarrow A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures adoptées

$$A^t = \max(A^t; A_{min(BAEL)}; A_{min(RPA)}) \rightarrow A_t \max(5.42; 1,47; 6.75).$$

$$A^t = 6.75 \rightarrow \text{on adopte (3T16 + 2T14)} \rightarrow A_t = 9.11 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures adoptée

$$A^a = \max(A^a; A_{min(BAEL)}; A_{min(RPA)}) \rightarrow A_a = \max(9.7; 1,47; 6.75)$$

$$A^a = 9.7 \rightarrow \text{on adopte (3T16 + 3T14)} \rightarrow A_a = 10.65 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à L'ELU

-Vérification de l'effort tranchant

$$\text{La fissuration est peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$T_{max} = 138.42 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{138.42 \cdot 10^3}{300 \times 405} = 1.14 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

-Vérification de Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$D'où \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times 16 + 3 \times \pi \times 14 = 282.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{138.42 \cdot 10^3}{0.9 \times 405 \times 282.6} = 1.34 \text{ MPa}$$

On a $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ condition vérifié

➤ **Vérification à L'ELS**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \text{ avec : } K = \frac{M_{ser}}{I} \quad ; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } by^2 + 30(A_s + \acute{A}_s)y - 30(dA_s - \acute{d}\acute{A}_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + \acute{A}_s(y - \acute{d})^2]$$

En travée ($M_{ser} = 51.067 \text{KN.m}$)

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

Y=15.18 cm

$$I = \frac{30 \times (15.18)^3}{3} + 15 [9.11(40.5 - 15.18)^2] = 122586.28 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{52.067 \times 10^3}{122586.28} \times 15.18 = 6.45 \text{Mpa} \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

-En Appuis ($M_{ser} = 89.958 \text{KN/m}$)

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

Y= 16.11cm

$$I = \frac{30 \times (16.11)^3}{3} + 15 [10.65(40.5 - 16.11)^2] = 136841.44 \text{cm}^4$$

$$I \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{89.958 \times 10^3}{136841.44} \times 16.11 = 10.6 \text{ Mpa} \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow$ l'armature calculée convient.

➤ **Calcul des armatures transversales**

- **Calcul du diamètre**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{450}{35}; 16; \frac{300}{10} \right) = 1,285 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 12.85 \text{mm}$$

On prend : $\phi_t \leq 8 \text{ mm}$

Soit : $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'espacement**

- Selon le BAEL91

Espacement maximal

$$St_1 \leq \min(0,9. d; 40cm) = \min(36,4; 40cm) = 36,4 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4. b} = \frac{2,01.235}{0,4.30} = 39,36 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9. A_t f_{et}}{\gamma_s . b [\tau_{ur} - (0,3. K. f_{tj}^*)]}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9.2,01.235}{1,15.30[1 - (0,3.1.2,1)]} = 33,30 \text{ cm.}$$

Avec : $K=1$; encasde $\left\{ \begin{array}{l} \text{flexionsimple.} \\ \text{pasdereprisedebétonnage.} \\ \text{fissurationpeunuisible.} \end{array} \right.$

$$f_{tj}^* = \min (f_{tj} ; 33 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

-Selon RPA99

-En zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = \min(11,2; 19,2) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St = \mathbf{10cm.}$

-En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St = \mathbf{15cm.}$

• **Section d'armature des barres transversales d'après le RPA99**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003.10.30 = 0,9 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003.15.30 = 1,35 \text{ cm}^2$

• **Recouvrement des barres longitudinales**

Selon le (RPA99/Version2003), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm.}$$

• **Vérification de la compression du béton**

$$T_{max} \leq 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Telle que

$$a = \min (\hat{a}; 0,9. d)$$

$$\hat{a} = 35 - c - 2 = 30,5 \text{ cm} \quad \text{avec : } c = 2,5 \text{ cm}$$

$$a = \min (30,5 ; 0,9.d) = 30,5 \text{ cm.}$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times 30 \times 30,5 \times \frac{25}{1,5} = 610 \text{ kN.}$$

$$T_{max} = 138,42 \text{ kN} < 610 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.4.3) Ferrailage des armatures longitudinaux

Tableau.V.11 : Ferrailage des armatures longitudinaux

			M_u	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_s adopté(cm ²)		Choix des barres	
							travée	appuis	travée	appuis
Poutre principale	ELU	Travée	72.286	5.42	1.47	6.75	9.11	10.65	3T16 + 2T14	3T16 + 3T14
		Appuis	-123.519	9.7	1.47	6.75				
	accidentelle	Travée	52.353	3.35	1.47	6.75				
		Appui	-101.364	6.67	1.47	6.75				
Poutre secondaire	ELU	Travée	26.091	2.05	1.3	6	6.88	6.88	3T14 + 2T12	3T14 + 2T12
		Appuis	-34.47	2.73	1.3	6				
	accidentelle	Travée	63.801	4.41	1.3	6				
		Appuis	-67.233	4.65	1.3	6				
P.P liée au voile	ELU	Travée	9.075	0.62	1.47	6.75	6.88	9.11	3T14 + 2T12	3T16 + 2T14
		Appuis	-17.429	1.19	1.47	6.75				
	accidentelle	Travée	105.126	6.48	1.47	6.75				
		Appui	-121.894	7.57	1.47	6.75				
P.S liée au voile	ELU	Travée	61.949	5.03	1.3	6	10.65	10.65	3T16 + 3T14	3T16 + 3T14
		Appuis	-92.46	7.77	1.3	6				
	accidentelle	Travée	129.68	9.34	1.3	6				
		Appuis	-145.569	10.59	1.3	6				

V.3.4.4) Armature transversales

Tableau .V.12 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales

	Espacement		Armature transversales		
	Zone courante	Zone nodale	A_t (cm ²)	choix	A_t adopté
Poutre principale	15	10	1.285	4φ8	2.01
Poutre secondaire	15	10	1.142	4 φ8	2.01
P.P liée au voile	15	10	1.285	4 φ8	2.01
P.S liée au voile	15	10	1.142	4 φ8	2.01

V.3.4.5) Les Vérifications

➤ à l'ELU

Tableau V.13 : Tableau récapitulatif de vérification à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
Poutre principale	138.42	1.14	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	282.6	1.34	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Poutre secondaire	66.47	0.61	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	207.24	0.98	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
P.P liée au voile	94.19	0.77	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	238.64	1.08	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
P.S liée au voile	129.37	1.2	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	282.6	1.41	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

➤ à l'ELS

Tableau .V.14 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS

		$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Poutre principale	Travée	51.067	15.18	122586.28	6.45	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Appuis	89.958	16.11	136841.44	10.6	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Poutre secondaire	Travée	18.834	12.66	76509.66	3.11	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Appuis	25.058	12.66	76509.66	4.14	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
P.P liée au voile	Travée	6.446	13.60	99831.11	0.87	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Appuis	12.396	15.18	122586.28	1.53	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
P.S liée au voile	Travée	44.676	14.96	104199.10	6.41	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Appuis	66.753	14.96	104199.10	9.58	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

➤ Vérification de la compression du béton

Tableau .V.15 : Tableau récapitulatif de vérification de la compression du béton

	$T_{max}(KN)$	$\hat{a}(cm)$	a (cm)	$T_{cal}(KN)$	OBS
Poutre principale	138.42	30.5	30.5	610	$T_{max} \leq T_{cal}$
Poutre secondaire	66.47	30.5	30.5	610	$T_{max} \leq T_{cal}$
P.P liée au voile	94.19	30.5	30.5	610	$T_{max} \leq T_{cal}$
P.S liée au voile	129.37	30.5	30.5	610	$T_{max} \leq T_{cal}$

➤ **Vérification de La flèche (Art B.6.5, 1) BAEL91/99**

• **Poutre principale**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.081 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.081 > 0.056) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.008 < 0.01) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec:

$$h_t = 45 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 40.5 \text{ cm} ; L = 5.5 \text{ m} ; A_s = 10.65 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 51.067 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 89.958 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Poutre secondaire**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.085 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0063 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.085 > 0.075) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; L = 4.7 \text{ m} ; A_s = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 18.834 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 25.058 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

_ Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5) Schéma de ferrailage

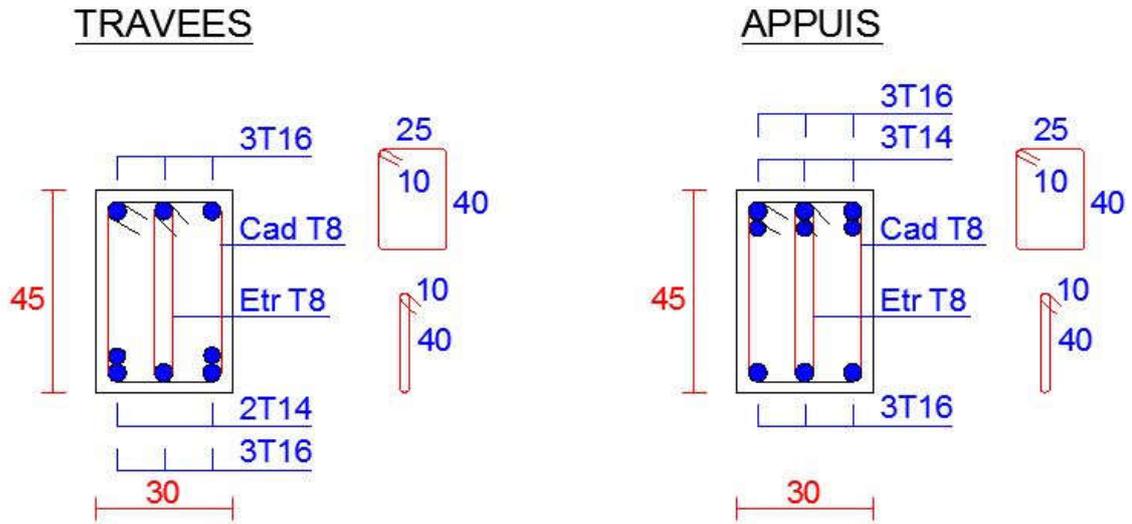


Figure V.5 : schéma de ferrailage de poutre principale

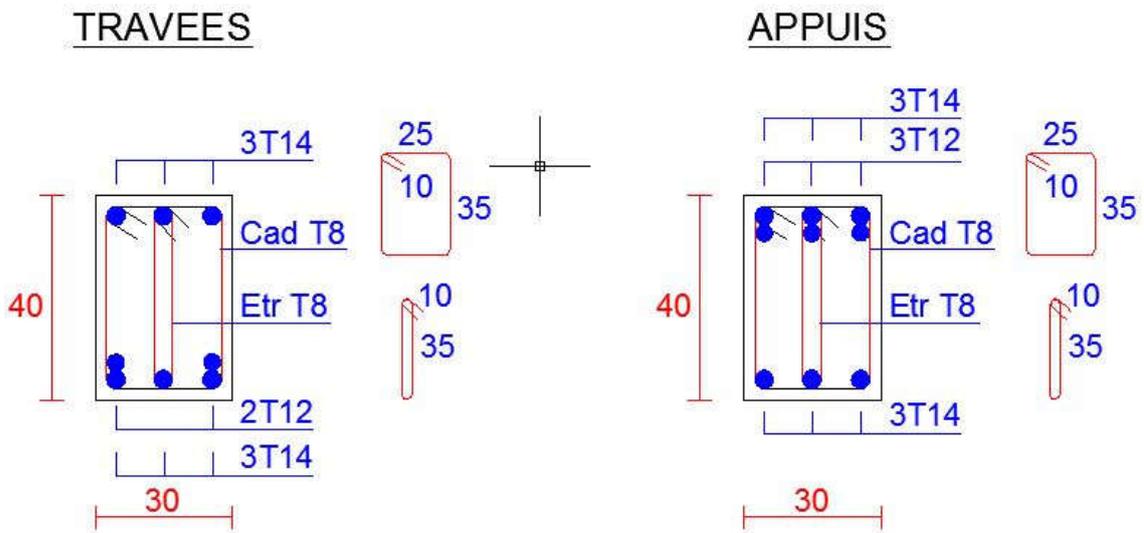


Figure V.6 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire

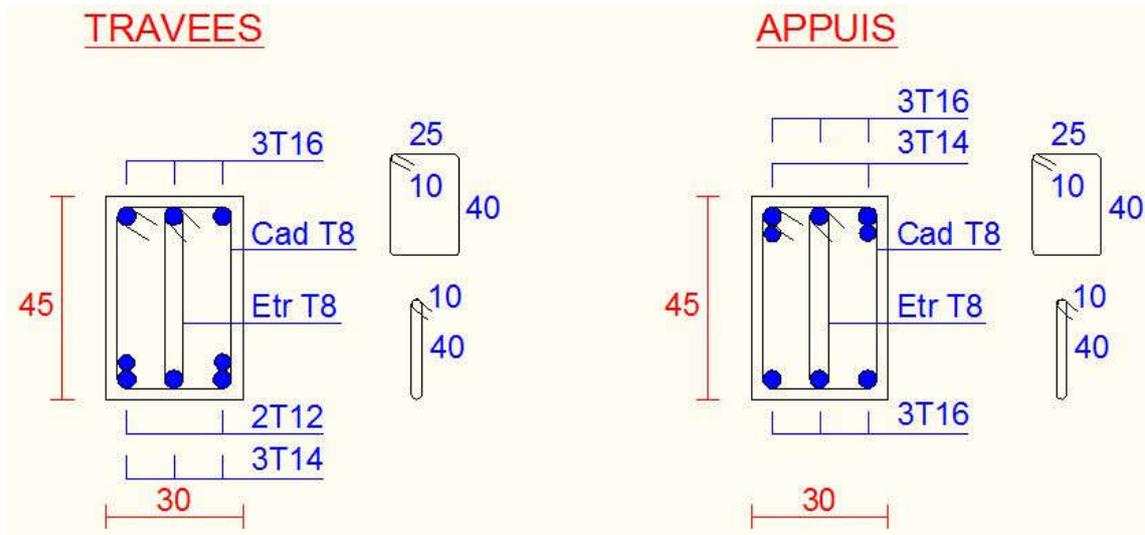


Figure V.7 : schéma de ferrailage de poutre principale liée au voile

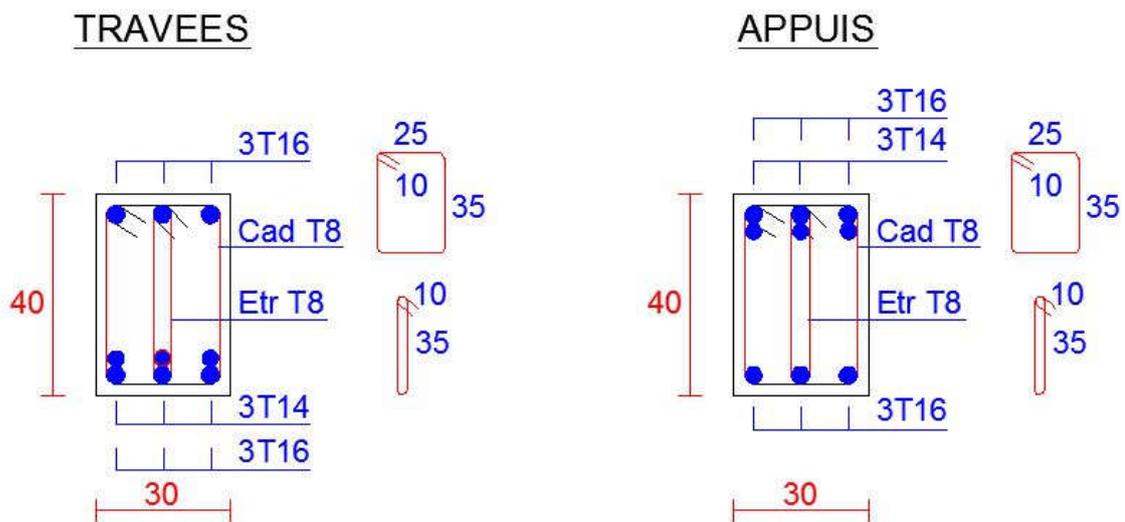


Figure V.8 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire liée au voile

V.4) Ferrailage des voiles

V.4.1) Introduction

Le ferrailage des voiles s’effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 Sous l’action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend 7 types de voiles que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- **Zone I** : Entre sol.
- **Zone II** : RDC , 1^{er} étage .
- **Zone III**: 2^{ème} , 3^{ème} , 4^{ème} étage.
- **Zone IV** : 5^{ème} , 6^{ème} étage.

V.4.2) Recommandations du RPA99/2003

a. Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003:

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e. Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.4.3) Combinaisons de calcul

Les combinaisons exigées par le **BAEL91** et **RPA99** version 2003 des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après:

➤ **Selon BAEL91** (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

➤ Selon RPA99 (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.4.4) Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

$$N_{compression}^{max}, M_{corr}$$

$$N_{traction}^{max}, M_{corr}$$

$$M_{max}, N_{corr}$$

➤ Le schéma qui suit montre la disposition et la nomenclature des voiles

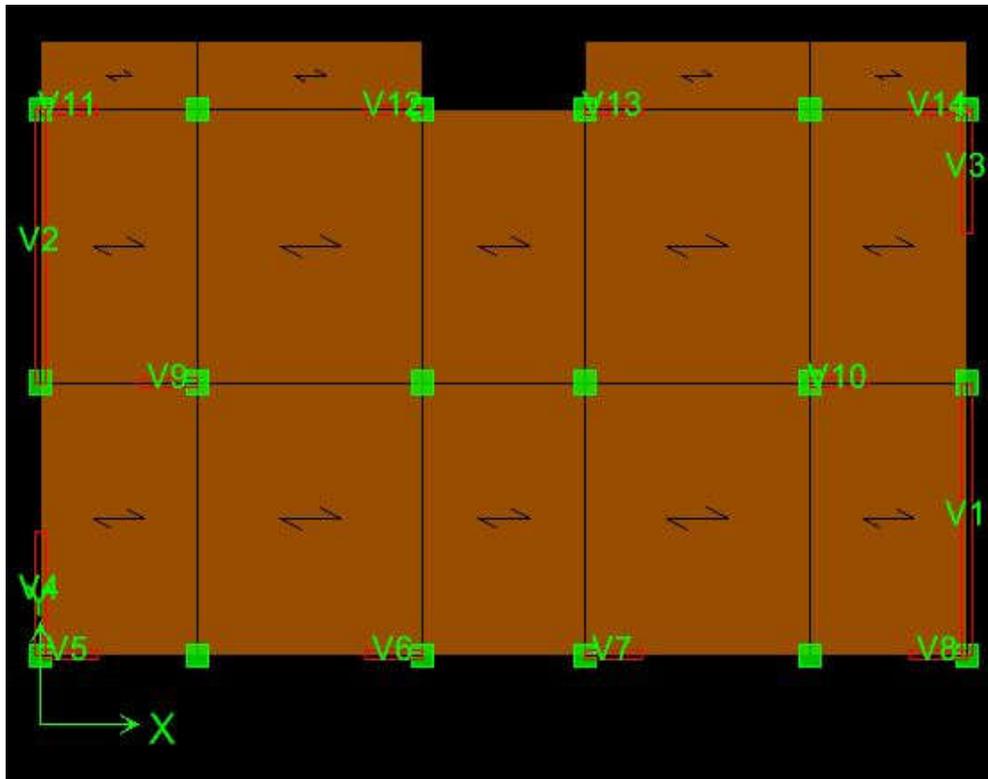


Figure V.9 : Schéma de la disposition des voiles

V.4.4.1) Présentation de la méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F / f_e$$

3^{ème} cas :

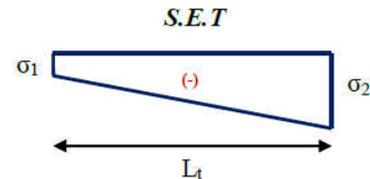
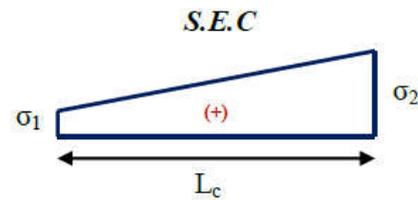
Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F / f_e$$

- Si $A_v < A_{min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .



V.4.4.2. Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type I; Zone I) de (L = 5.5 m; e = 0.2 m)

➤ Détermination des sollicitations

$$N = 2420.57 \text{ kN}$$

$$M = 55.669 \text{ kN.m}$$

$$V = 775.14 \text{ kN}$$

$$B = L \times e = 1.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 2.77$$

$$V = \frac{L}{2} = 2.75 \text{ m}$$

D'où

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{2420.57}{1.1} + \frac{55.669 \times 2.75}{2.77} = 2255.78 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{Mv}{I} = \frac{2420.57}{1.1} - \frac{55.669 \times 2.75}{2.77} = 2145.25 \text{ kN/m}^2$$

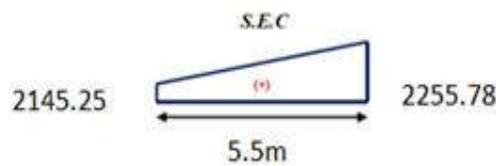


Figure (V.7) : Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée

⇒ La section est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$L_c = L = 5.5 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e = \frac{2255.78 + 2145.25}{2} \times 5.5 \times 0.2 = 2420.56 \text{ Kn}$$

➤ Armature verticale

$$A_v = \frac{2420.56 - 1.1 \times 21.74}{400} = 60.51 \text{ cm}^2$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le BAEL :

➤ Armature minimale

$$A_{\min} = \max\left(0.2\% e L_T, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(0 ; 57.75) = 57.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 775.14 \times 10}{400} = 29.84 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{sv} = \text{Max}(A_v/2; A_{\text{min}}/2) = 30.25 \text{ cm}^2/\text{face}$

Le ferrailage adopté:

En zone d'about : **Soit 12HA12** ($A_s=13.56 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 21HA12** ($A_s=23.73 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : $A_s = 37.30$ /face.

➤ **Espacement**

En zone courante : $S_t \leq \text{min}(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{37.3}{4} = 9.32 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 550 = 16.5 \text{ cm}^2$

$A_H = \text{max}\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 16.5 \text{ cm}^2$

Soit 25HA10 = 19.62 cm² / nappe avec $S_h = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4φ8

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

Selon le RPA99

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 775.14 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 5.5} = 1.09 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ **condition vérifiée**

Selon le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{775.14 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 5.5} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min}\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ condition vérifiée

➤ Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1767.52 \times 10^{-3}}{0.2 \times 5.5 + (15 \times 74.6 \times 10^{-4})} = 1.45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ condition vérifiée

V.4.4.3) sollicitation de calcul

➤ Pour les voiles du type 01(V1, V2)

L= 5.5m

Tableau V.16 : Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 1er type des voiles

Zone	Sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{max}	2420.57	55.669	2255.78	1145.25	SEC	5.5	0	2420.57	60.51
	N ^{min}	1082.54	4933.783	5877.13	-3908.88	SPC	3.31	2.19	858.73	21.46
	M ^{max}	1619.62	4958.697	6390.09	-3445.33	SPC	3.58	1.92	633.79	16.59
Zone II	N ^{max}	2103.01	39.694	1951.19	1872.46	SEC	5.5	0	2103.01	52.57
	N ^{min}	844.28	2490.359	3237.3	-1702.25	SPC	3.61	1.89	322.64	8.06
	M ^{max}	1511.69	3930.076	5271.85	-2523.33	SPC	3.72	1.78	499.24	11.23
Zone III	N ^{max}	1590.28	-38.408	1407.62	1483.79	SEC	5.5	0	1590.28	39.75
	N ^{min}	362.89	787.488	1110.87	-451.07	SPC	3.92	1.58	71.64	1.79
	M ^{max}	1268.58	-1955.135	-791.17	3086.77	SPT	1.13	4.37	1351.35	33.78
Zone IV	N ^{max}	653.3	-20.747	573.33	82.12	SEC	5.5	0	653.3	16.33
	N ^{min}	95.46	185.777	271.02	-97.45	SPC	4.05	1.45	14.17	0.35
	M ^{max}	590.2	-439.501	100.67	972.41	SEC	5.5	0	590.2	14.75

➤ Pour les voiles du type 02(V3, V4)

L= 2.5m

Tableau .V.17 : Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 2eme type des voiles

Zone	Sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{max}	1201.56	22.76	2512.36	2293.87	SEC	2.5	0	1201.56	30.03
	N ^{min}	364.8	811.544	4625.01	-3165.81	SPC	1.49	1.01	321.8	8.04
	M ^{max}	641.28	819.393	5215.64	-2650.52	SPC	1.66	0.84	223.27	5.58
Zone II	N ^{max}	1040.6	22.88	2191.02	1971.37	SEC	2.5	0	1040.6	26.01
	N ^{min}	378.14	302.712	2209.29	-696.73	SPC	1.9	0.6	41.76	1.04
	M ^{max}	736.73	443.169	3600.67	-653.75	SPC	2.12	0.38	25.11	0.62
Zone III	N ^{max}	777.62	11.028	1608.17	1502.3	SEC	2.5	0	777.62	19.43
	N ^{min}	109.33	159.116	982.41	-545.09	SPC	1.61	0.89	48.62	1.2
	M ^{max}	280.08	273.535	1873.12	-752.8	SPC	1.79	0.71	53.95	1.34
Zone IV	N ^{max}	347.68	-125.375	93.56	1297.16	SEC	2.5	0	347.68	8.69
	N ^{min}	1.92	76.755	372.26	-364.58	SPC	1.27	1.23	45.09	1.12
	M ^{max}	347.68	-125.375	93.56	1297.16	SEC	2.5	0	347.68	8.69

➤ Pour les voiles du type 03(V5, V6 ,V7 ,V8 ,V9 ,V10, V11,V12,V13,V14)

L= 1.20 m

Tableau .V.18 : Les sollicitations obtenues par l'ETABS de 3eme type des voiles

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{max}	1162.2	352.688	12190.16	-2505.16	SPC	1.00	0.20	51.24	1.28
	N ^{min}	-100.58	387.59	7655.7	-8493.87	SPT	0.57	0.63	536.08	13.4
	M ^{max}	703.2	393.917	11136.6	-5276.6	SPC	0.82	0.38	203.5	5.08
Zone II	N ^{max}	999.4	23.256	4648.66	3679.66	SEC	1.2	0	999.4	12.3
	N ^{min}	109.71	138.694	3346.58	-2432.33	SPC	0.7	0.5	122.85	3.07
	M ^{max}	578.47	306.241	8790.31	-3969.72	SPC	0.83	0.37	148.2	3.7
Zone III	N ^{max}	759.08	6.923	3307.06	3018.6	SEC	1.2	0	759.08	10.6
	N ^{min}	-18.55	80.579	1601.43	-1756.02	SPT	0.58	0.62	110.21	2.75
	M ^{max}	348.67	170.503	5004.93	-2099.35	SPC	0.85	0.35	74.44	1.86
Zone IV	N ^{max}	343.93	7.867	1596.93	1269.14	SEC	1.2	0	343.93	8.59
	N ^{min}	-39.61	63.536	1158.62	-1488.7	SPT	0.53	0.67	100.45	2.51
	M ^{max}	140.57	165.547	4034.6	-2863.18	SPC	0.71	0.49	142.61	3.56

V.4.4.4) Choix des barres pour chaque type

Tableau .V.19 : Choix des barres de 1ere type des voiles.

Choix des barres / nappe													
Zone	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	60.51	29.84	57.75	30.25	37.30	21HA12	20	12HA12	10	16.5	19.62	25HA10	15
II	52.57	31.76	57.75	28.87	37.30	21HA12	20	12HA12	10	16.5	19.62	17HA10	15
III	39.75	24.21	57.75	28.87	37.30	21HA12	20	12HA12	10	16.5	19.62	17HA10	15
IV	16.33	11.16	57.75	28.87	37.30	21HA12	20	12HA12	10	16.5	19.62	17HA10	15

Tableau .V.20 : Choix des barres de 2eme type des voiles.

Choix des barres / nappe													
Zone	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St cm	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	30.03	7.97	26.25	15.01	16.95	9HA12	20	6HA12	10	7.5	19.62	25HA10	15
II	26.01	4.67	26.25	13.12	16.95	9HA12	20	6HA12	10	7.5	19.62	17HA10	15
III	19.43	4.85	26.25	13.12	16.95	9HA12	20	6HA12	10	7.5	19.62	17HA10	15
IV	8.69	3.94	26.25	13.12	16.95	9HA12	20	6HA12	10	7.5	19.62	17HA10	15

Tableau .V.21 : Choix des barres de 3eme type des voiles

Choix des barres / nappe													
Zone	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St cm	Zone D'about	St cm	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	13.4	4.98	12.6	6.7	7.056	5HA10	15	4HA10	10	3.6	19.62	25HA10	15
II	12.3	5.12	12.6	6.3	7.056	5HA10	15	4HA10	10	3.6	19.62	17HA10	15
III	10.6	4.6	12.6	6.3	7.056	5HA10	15	4HA10	10	3.6	19.62	17HA10	15
IV	3.56	4.6	12.6	6.3	7.056	5HA10	15	4HA10	10	3.6	19.62	17HA10	15

V.4.5) Vérification à l'ELU et l'ELS

Tableau .V.22 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

		Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
voile	Zone	V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	I	775.14	1.09	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.78	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1767.52	1.45	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	825.16	1.16	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.83	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1536.73	1.26	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	629.07	0.88	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.63	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1161.63	0.95	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	290.12	0.41	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.29	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	477.7	0.39	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	I	207.11	0.64	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.46	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	875.28	1.59	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	121.36	0.37	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.26	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	759.46	1.38	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	126.14	0.39	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.28	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	567.23	1.03	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	102.56	0.31	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.23	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	232.35	0.42	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 03	I	129.37	0.83	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.6	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	832.1	3.2	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	133.22	0.86	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.61	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	726.09	2.79	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	119.64	0.77	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.55	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	551.56	2.12	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	119.41	0.77	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.55	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	250.41	0.96	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

V.4.6) Schéma de ferrailage des voiles

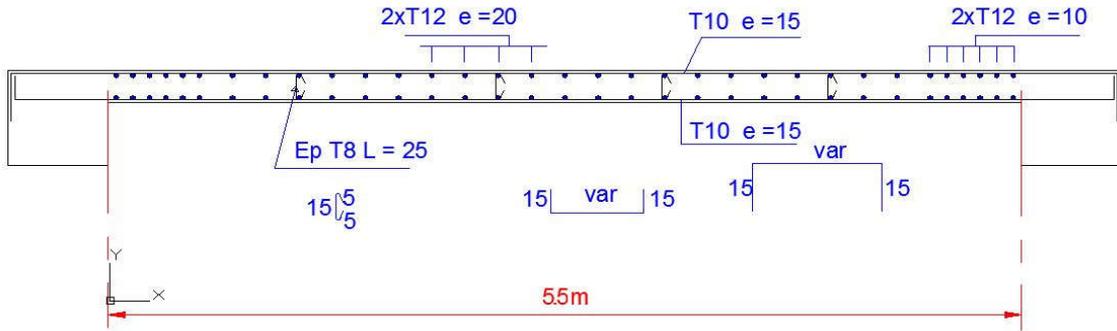


Figure V.10 : schéma de ferrailage de 1ere type des voiles .

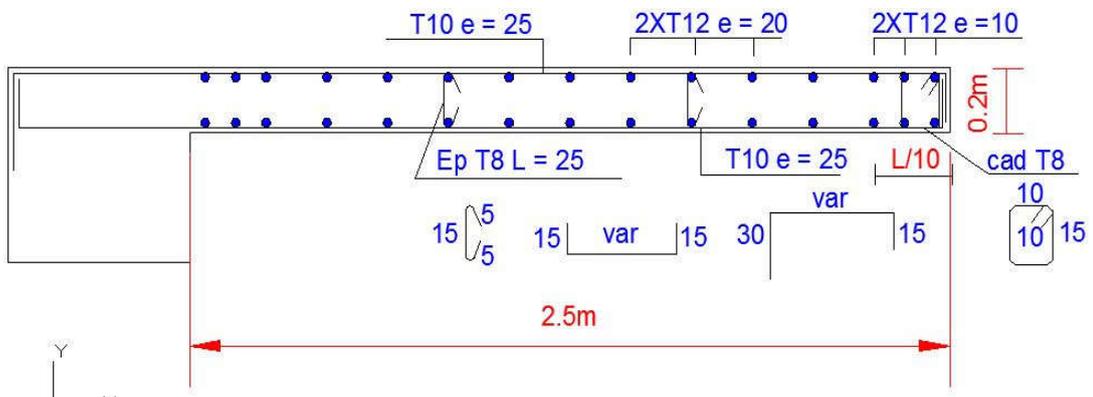


Figure V.11 : schéma de ferrailage de 2eme type des voiles .

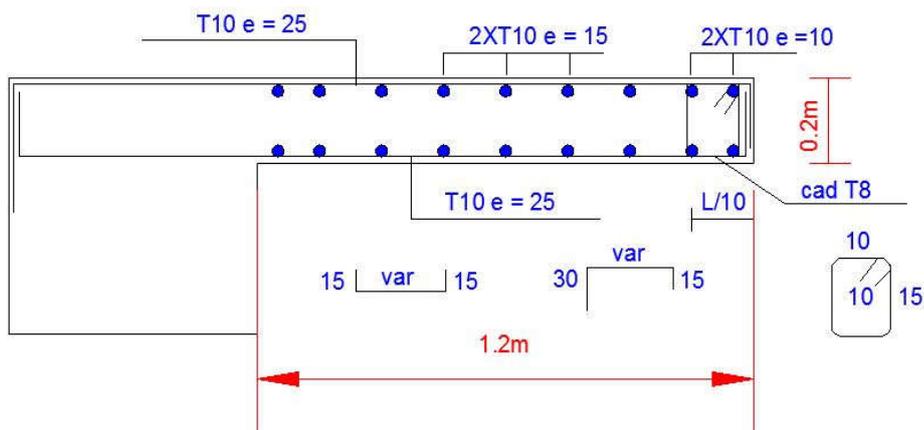


Figure V.12 : schéma de ferrailage de 3eme type des voiles .

VI.1) Etude des fondations

VI.1.1) Introduction

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VI 1.2) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N_s}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} S_{semelle} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

D'après **ETABS** on aura les valeurs suivantes :

N_s : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{ser} = 23965.24 \text{ kN.}$$

D'après le **rapport du solon a** :

$$\text{la Contrainte admissible du sol : } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

P : le périmètre de bâtiment : 60.8m

$$S_{batiment} = 213.4 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{23965.24}{200} = 119.82 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{119.82}{213.4} = 56.14\% > 50\%$$

➤ Commentaire

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

VI.1.3) Etude du radier

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol .
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.1.4) Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.1.4.1) Pré dimensionnement du radier

➤ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} < h_r < \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.5$ m c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $68 \text{ cm} < h_r < 110 \text{ cm}$

➤ **Condition de la raideur** : Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

$E = 32164.19$ MPa (module de young du béton).

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 40000 kN/m^3 .

b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier.

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 5.5^4}{32164.19 \times 10^3 \times 3.14^4}} \Rightarrow h_r \geq 80 \text{ cm}$$

➤ Surface minimal de radier

La surface du radier \leq surface du bâtiment $\Rightarrow 119.82m^2 \leq 213.4m^2$

D'où la nécessité d'un débord

- **Calcul du débordement D**

$D \geq \text{Max}(h_2/2 ; 30\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow D = 50\text{cm}$

Soit : $D = 50\text{cm}$

D'où : $S_r = S + D \times P$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

P : le périmètre de bâtiment.

$$S_r = 213.4 + 0.5 \times 60.8 = 243.8m^2$$

$$S_r = 243.8m^2.$$

VI.1.4.2) Calcul des sollicitations

$$G_{\text{Superstructure}} = 19762.07\text{kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 4203.16\text{kN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.8 \times 243.8 = 4876 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 213.4 \times 2.5 = 533.5 \text{ kN}$$

➤ Les combinaisons de calcul

$$N_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 32983.53\text{kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 23965.23\text{kN}$$

VI.1.4.3) Vérification de la surface de radier

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} = 243.8\text{m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 124\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} = 243.8\text{m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 119.82\text{ m}^2$$

VI.1.4.4) Condition de cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5\text{MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{32983.54 \times 1}{243.8} = 135.3\text{kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{135.3 \times 5.5}{2} = 372.07\text{kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{372.07}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10} = 16.53 \text{ cm.}$$

VI.1.4.5) 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 :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour .

➤ Sous voiles

$N_{u,\text{voil}} = 2420.57 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + h) + 2(b + h) = (4h + 11.4)\text{m.}$$

On obtient : $4500h^2 + 12825h - 3630.85 = 0$

$$\text{D'où : } h \geq 25 \text{ cm.}$$

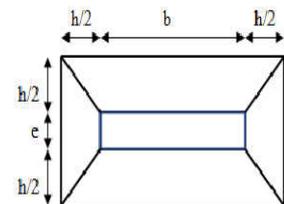


Figure VI.1: Schéma de transmission des charges sous voiles

➤ **Sous poteaux**

$N_{u,pot} = 1980.98 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.6 + h) = (2.4 + 4h)\text{m.}$$

On obtient : $4500h^2 + 2700h - 2971.47 = 0$

$$\text{D'où : } h \geq 56 \text{ cm}$$

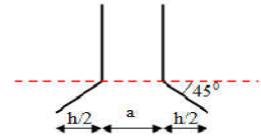


Figure VI.2: Schéma de transmission des charges sous poteau

➤ **Conclusion**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$H = 0.80 \text{ m.}$$

VI.1.4.6) Caractéristique géométrique du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

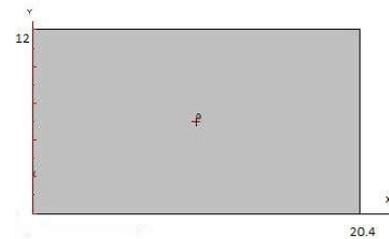


Figure VI.3 centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré .

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 10.2 \text{ m}$$

$$Y_G = 6\text{m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultants des charges de la superstructure sont :

$$X_{sup} = 9.7\text{m}$$

$$Y_{sup} = 7.1 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |10.2 - 9.7| = 0.5 \text{ m}$$

$$e_y = |6 - 7.1| = 1.1 \text{ m}$$

➤ Moment d'inertie

Le moment d'inertie de radier se calcul comme suit :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = 2937.6 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = 8489.664 \text{ m}^4$$

VI.1.4.7) Vérification de la stabilité au renversement du radier

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule

suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre 4

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 0.8 m

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W_{tot} = W_{infra} + w_{super}$$

$$w_{super} = G_{sup} + 0.2 Q_{sup}$$

$$W_{infra} = G_{radier} + 0.2 Q_{radier}$$

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 25585.4 \times 10.1 = 258412.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Sta},y} = W \times b_y = 25585.4 \times 6.66 = 170398.76 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{\text{Ren},x} = 22954.8898 + 1294.31 \times 0.8 = 23990.33 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Ren},y} = 31285.8351 + 1764.06 \times 0.8 = 32697.08 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 10.77 > 1.5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 5.21 > 1.5$$

➤ Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.1.4.8) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 25585.4 \text{ kN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1.5

γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à l'épaisseur de radier = 1m

S : surface de radier = 243.8 m²

D'où : $W = 25585.4 > 1.5 \times 10 \times 0.80 \times 243.8 = 2925.6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

VI.1.4.9) Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal.

Tableau .VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	15809.66	15809.66	15809.66	15809.66	23965.24	23965.24
M rad (Kn.m)	24193.645	33513.566	24223.074	32950.002	24190.073	34083.159
e (m)	1.53	2.11	1.53	2.08	1	1.42
l/4 (m)	5.1	3	5.1	3	5.1	3
Vérification	e < l/4					

VI.1.4.10) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

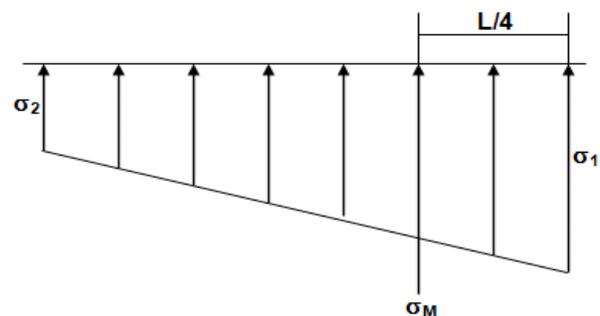
Avec:

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : Effort normal appliqué à la surface de radier.

M : Moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : Surface total du radier.



V : Distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : Moment d'inertie du radier.

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 (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	15809.66	15809.66	15809.66	15809.66	23965.24	23965.24
M rad (Kn.m)	24193.645	33513.566	24223.074	32950.002	24190.073	34083.159
V (m)	9.7	5.5	9.7	5.5	9.7	5.5
I (m⁴)	2151.78	6692.93	2151.78	6692.93	2151.78	6692.93
S (m²)	243.8	243.8	243.8	243.8	243.8	243.8
σ_1 (KN/m²)	174	92.38	174	91.92	207.34	126.3
σ_2 (KN/m²)	-44.22	37.3	-44.35	37.76	-10.74	70.28
σ_{moy} (KN/m²)	119.44	78.61	119.41	87.74	152.82	112.3
1.5 σ_{adm} (KN/	300	300	300	300	300	300
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	CV

VI.1.5) Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables.

VI.1.5.1) Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

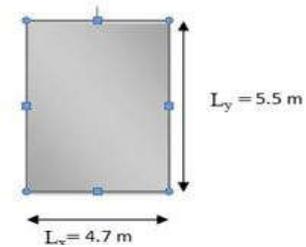


Figure VI.4 : Le panneau le plus sollicité

L_x : La petite portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 4.7 \text{ m}$$

$$L_y = 5.5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.7}{5.5} = 0.85 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x$$

➤ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x$$

VI.1.5.2) Evaluation des Charges et Surcharges

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{32983.53}{243.8} = 135.28 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{23965.23}{243.8} = 98.3 \text{ kN/m}^2$$

l'ELU

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0506 \times 135.28 \times 4.7^2 = 151.2 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.6864 \times 151.2 = 103.78 \text{ kN.m}$$

l'ELS

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0576 \times 98.3 \times 4.7^2 = 125.07 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.7794 \times 125.07 = 97.47 \text{ kN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

l'ELU

➤ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée} : M_{tx} = 0.75M_x = 113.4 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis} : M_{ax} = 0.5M_x = 75.6 \text{ kN.m}$$

➤ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée} : M_{ty} = 0.75M_y = 77.83 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis} : M_{ay} = 0.5M_x = 75.6 \text{ kN.m}$$

l'ELS

➤ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée} : M_{tx} = 0.75M_x = 93.8 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis} : M_{ax} = 0.5M_x = 62.53 \text{ kN.m}$$

➤ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée} : M_{ty} = 0.75M_y = 73.1 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis} : M_{ay} = 0.5M_x = 62.53 \text{ kN.m}$$

Tableau .VI.3 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

	Petite portée			Grande portée		
	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
ELU	151.2	113.4	75.6	103.78	77.83	75.6
ELS	125.07	93.8	62.53	97.47	73.1	62.53

VI.1.5.3) Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$b = 100 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 0.9h = 72 \text{ cm.}$$

➤ Calcul à l'ELU

• En travée

• armateur principale

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14.20\text{MPa} ; f_{t28} = 2.10\text{MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; d = 72\text{cm}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; f_e = 400\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} < U_r = 0.391 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right), \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

• En appuis

• Armature principal

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = < U_r = 0.391 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.4 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier

Position		M_u	μ_U	μ_l = 0.391	B	As	A_{\min}	choix	A_s adopté
Sens XX	Travée	113.4	0.015	Cv	0.992	4.56	8.7	5HA16	10.05
	Appuis	75.6	0.010	Cv	0.994	3.03	8.7	5HA16	10.05
Sens YY	Travée	77.83	0.011	Cv	0.994	3.12	8.7	5HA16	10.05
	Appuis	75.6	0.010	Cv	0.994	3.03	8.7	5HA16	10.05

NB :

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh ;$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour feE400

➤ **Espacement maximal**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \implies S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \implies S_{ty} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Pages (360)}$$

VI.1.5.4) Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

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

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau .VI.5 : Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier

	Sens	M _{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st}	Observation
Appuis	XX	62.53	15.07	276943.86	3.40	64.26	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	62.53	15.07	276943.86	3.40	64.26	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	XX	93.8	15.07	276943.86	5.10	96.41	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	73.1	15.07	276943.86	3.97	75.13	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}

VI.1.6) Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur $L = 1$ m, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1$ m.

$b = 1$ m

$h = 80$ cm .

$d = 72$ cm .

$q_u = 135.28$ KN/m .

$q_{ser} = 98.3$ KN/m .

$L = 0.5$ m .

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{135.28 \times 0.5^2}{2} = 16.91 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{q_{ser} L^2}{2} = \frac{98.3 \times 0.5^2}{2} = 12.28 \text{ kN.m}$$

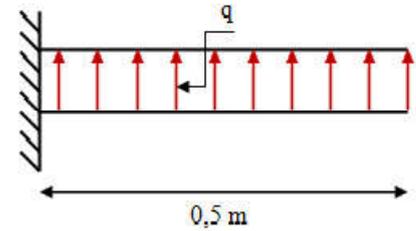


Figure VI.5: Schéma statique du débord.

Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif de ferrailage de débord.

M_u	μ_U	$\mu_1=0.391$	β_u	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	A_s adopté
16.91	0.0022	$\mu_U < \mu_1$	0.998	0.67	8.7	5HA16	10.05

➤ **Vérification à l'ELS**

Tableau .VI.7 : Tableau récapitulatif de vérification de débord.

	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st}	Observation
Travée	12.28	15.07	276943.86	0.668	12.62	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

VI.1.7) Schéma de ferrailage du radier

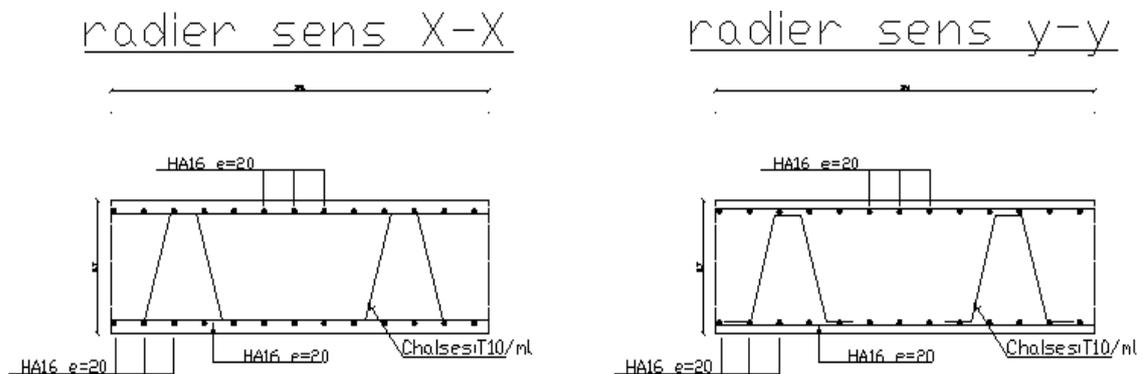
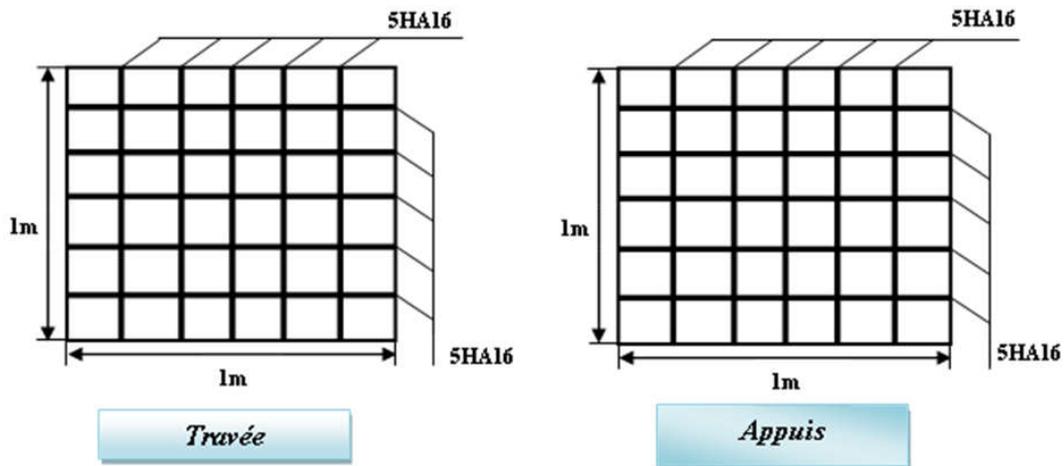


Figure VI.6 : schéma de ferrailage du radier dans les deux sens .

VI.2) Voile adossé

VI.2.1) Introduction

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
 - Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
 - Elles jouent un rôle d'appuis.
 - Limiter les tassements différentiels a une valeur acceptable.
- le voile adossé doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :
- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 20 cm.
 - Les armatures sont constitués deux nappes, le pourcentage minimale est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.2.2) Dimensionnement

Le voile adossé de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm.
- Hauteur de 4 m.
- Longueur de 4.7 m.

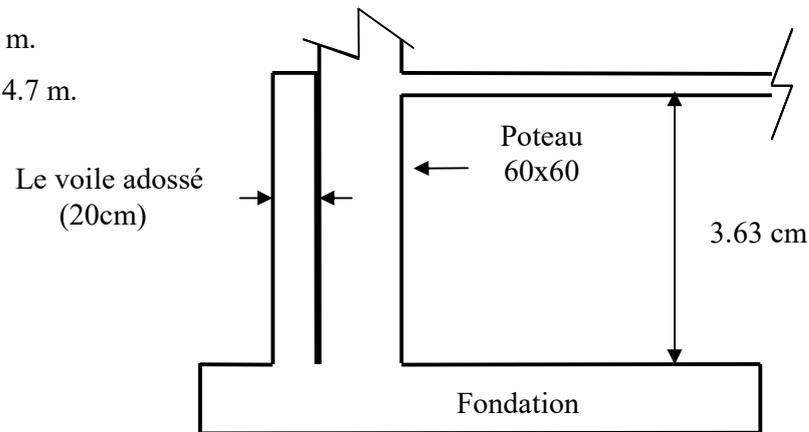


Figure VI.7 : mur adossé

VI.2.3) Ferrailage

Le ferrailage des voile adossé, sera calcul comme étant une dalle encastrée a la base et appuie sur deux appuis en haut.

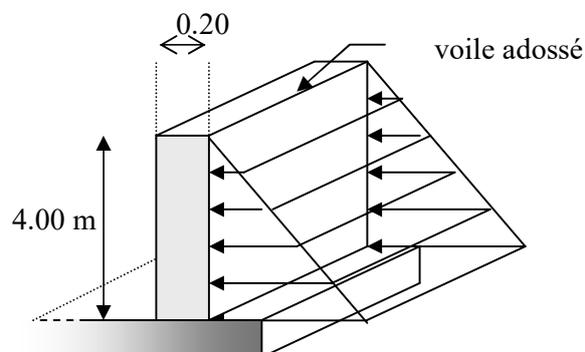
Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

➤ Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales ont une section $A_l \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes)

dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40φ pour le renforcement des angles.

- Le mur adossé est sollicité en flexion simple.



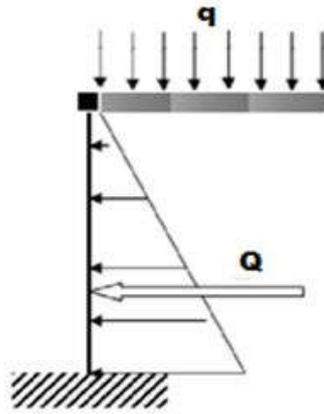


Figure VI.8.Schéma statique

On a :

$$h = 4 \text{ m}$$

$$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

Avec :

h : Hauteur du voile

φ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

$$\text{Et : } K_0 = \text{tg}^2 \left[45 - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.270$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres.

VI.2.3.1) Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile adossé est soumis à:

a) La poussée des terres

$$G = h \times \gamma_d \times K_0$$

$$G = 4 \times 18 \times 0.270$$

$$G = 19.44 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharge exploitation $q = 12.5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = K_0 \times q$$

$$Q = 3.375 \text{ KN/m}^2$$

c) Contrainte totale

➤ ELU

$$\sigma_{\min} = 1.35 G_{h(0)} + 1.5 Q = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 G_{h(4)} + 1.5 Q = 31.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 31.3 + 5.06}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 24.74 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 24.74 \text{ KN/ml}$$

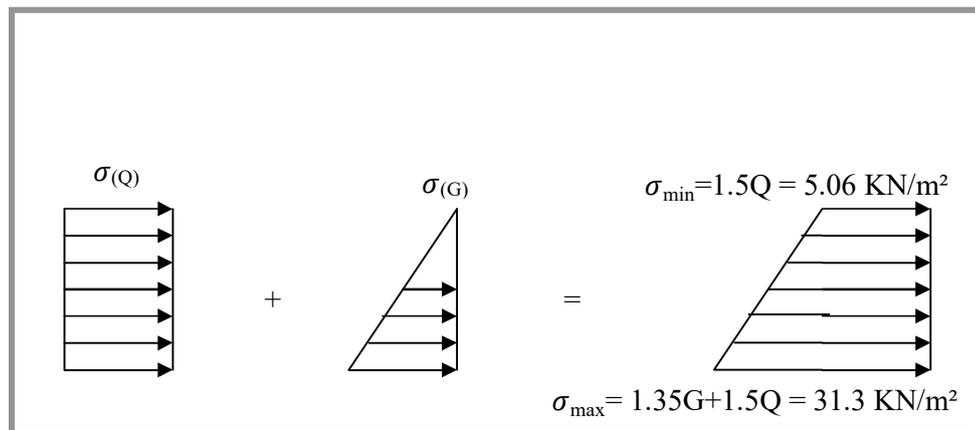


Figure VI.9 : Répartition des contraintes sur le voile.

➤ ELS

$$\sigma_{\min} = G_{(0)} + Q = 3.375 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G_{(4)} + Q = 22.815 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 22.815 + 3.375}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 17.95 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 17.95 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage étant pour le panneau de dalle le plus sollicité et pour une bonde de 1m de largeur.

$$L_x = 4 \text{ m} ; L_y = 4.7 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.7} = 0.85$$

Alors la dalle porte dans les deux sens et μ_x , μ_y sont données en fonction de α .

VI.2.3.2) Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera par l'utilisation de la méthode des contraintes.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

➤ A P'ELU

$$\alpha = 0.85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0506 \times 24.74 \times 4^2 = 20.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.6864 \times 20.02 = 13.74 \text{ KN.m}$$

➤ A P'ELS

$$\alpha = 0.85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q s l_x^2 = 0.0576 \times 17.95 \times 4^2 = 16.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.7794 \times 16.54 = 12.89 \text{ KN.m}$$

VI.2.3.3) Sollicitation du calcul

➤ A P'ELU

- Sens X-X

Aux appuis: $M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 20.02 = -10.01 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 20.02 = 15.01 \text{ KN.m}$

- Sens Y-Y

Aux appuis : $M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 20.02 = -10.01 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 13.74 = 10.3 \text{ KN.m}$

➤ A P'ELS

- Sens X-X

Aux appuis: $M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 16.54 = -8.27 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 16.54 = 12.4 \text{KN.m}$

- Sens Y-Y

Aux appuis : $M_a = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 16.54 = -8.27 \text{KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 12.89 = 9.66 \text{KN.m}$

➤ **Escapement maximal**

Fissuration préjudiciable:

$S_{tx} \leq \text{Min} (33 \text{cm}; 3h) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$

$S_{ty} \leq \text{Min} (45 \text{cm}; 4h) \Rightarrow S_{ty} = 30 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures à L'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \\ \beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{telque } : \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

VI.2.3.4) Exemple de calcul

➤ **Calcul à l'ELU**

- Sens X-X

- En travée

$M_t = 15.01 \text{KN.m}$

- armature principale

$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.01}{1 \times 0.18^2 \times 14200} = 0.032 < U_r = 0.391$ (acier FeE400), donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.04$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.01}{0.984 \times 0.18 \times 348000} = 2.43 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 5.65 \text{ cm}^2$ le choix des armateurs principales c'est **5HA12**

-espacement

$$\text{esp} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

on prend : **esp= 20 cm**

➤ En appuis**-Armature principal**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.01}{1 \times 0.18^2 \times 14200} = 0.022 < U_r = 0.391 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.027$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.01}{0.99 \times 0.18 \times 348000} = 1.61 \text{ cm}^2$$

A_{s adopt} = 3.93 cm² le choix des armateurs principales c'est **5HA10**

-espacement

$$\text{esp} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

on prend : **esp= 20 cm**

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.8 : Ferrailage du voile adossé

	Sens	M _u (KN.m)	μ	μ _l	β	A _{s cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	Choix	A _{s adop} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	X-X	15.01	0.032	0.392	0.984	2.43	1.72	5T12	5.65	20
	Y-Y	10.3	0.022	0.392	0.99	1.66	1.60	5T12	5.65	20
Appuis	X-X	10.01	0.022	0.392	0.99	1.61	1.72	5T10	3.93	20
	Y-Y	10.01	0.022	0.392	0.99	1.61	1.60	5T10	3.93	20

➤ **Condition de non fragilité**

$$b=1 \text{ m} \quad ; \quad h=0.20\text{m} \quad ; \quad d=0.18\text{m}$$

• **Sens X-X**

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x\min}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec : $\delta_0 = 0.0008$ pour HA FeE 400

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - \frac{400}{470}}{2} = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Sens Y-Y**

$$\rho_y \geq \rho_0 \Rightarrow \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les conditions est vérifié.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

• **Selon X**

$$V_x = qu \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 24.74 \times \frac{4}{2} \times \frac{1}{1 + 0.425} = 34.72 \text{ KN} / \text{m}$$

• **Selon Y**

$$V_y = qu \frac{L_x}{3} = 24.74 \times \frac{4}{3} = 32.98 \text{ KN} / \text{m}$$

Et :

$$\tau_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{34.72 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.19 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\tau = \frac{32.98 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.18 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

VI.2.4) Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration).

➤ Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Avec :

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

Position de l'axe neutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Avec :

$\eta = 15$ (C'est le coefficient d'équivalence acier – béton)

$$A'_s = 0$$

Moment d'inertie I

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

➤ Vérifications des contraintes maximales dans l'acier

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

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \eta = 1.6 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min} [266.67\text{MPa} ; 201.63\text{MPa}]$$

$$\overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tel que : $n = 15$.

Les résultats résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. VI.9 : Vérifications des contraintes sens X-X

	(KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS	OBS
t	12.4	5.65	12.3	64782.42	19.14	2.35	16.36	CV	CV
A	8.27	3.93	8.56	26160.64	31.6	2.7	44.74	CV	CV

Tableau VI.10 : Vérifications des contraintes sens Y-Y

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS	OBS
travée	9.66	5.65	12.3	64782.42	14.9	1.83	12.74	CV	CV
Appui	8.27	3.93	8.56	26160.64	31.6	2.7	44.74	CV	CV

VI.2.5) Schéma de ferrailage

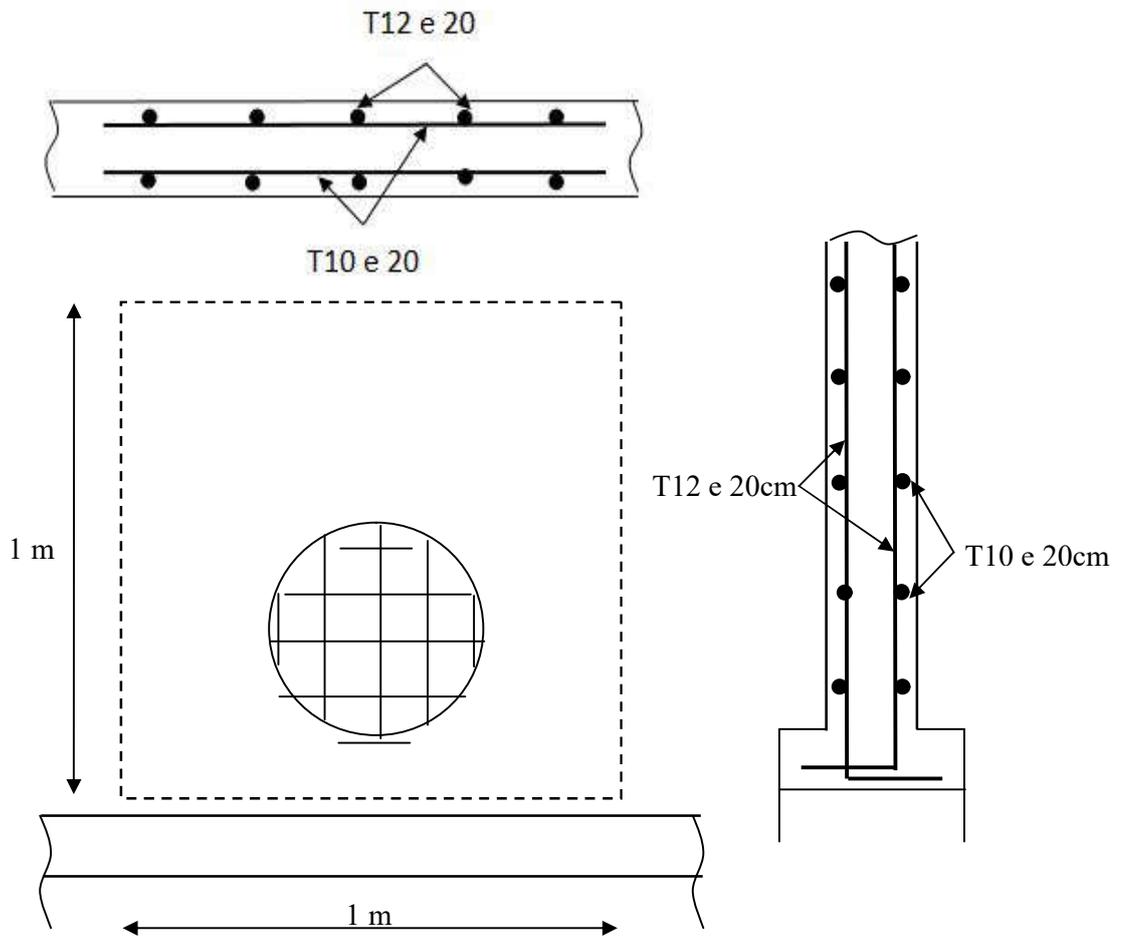


Figure VI.10 : Ferrailage du mur adossé.

VII.1) Pré-dimensionnement

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

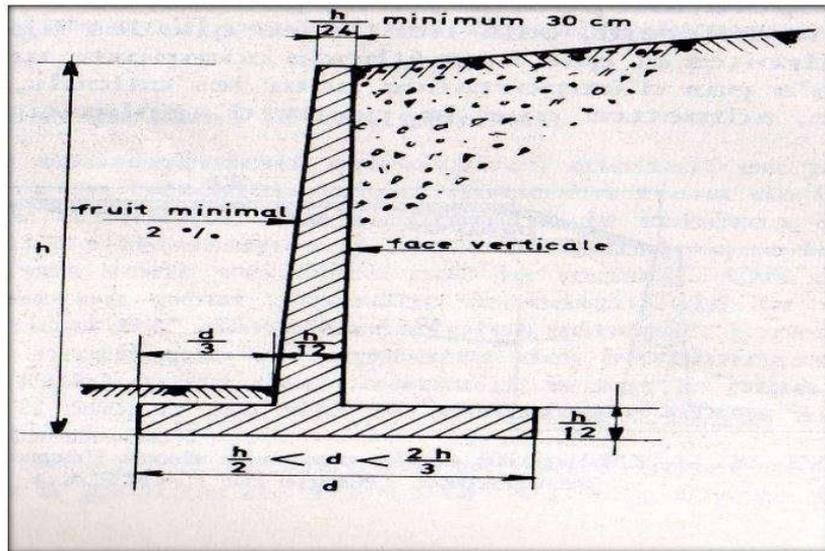


Figure VII.1: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé.

Le calcul de pré-dimensionnement est dans le tableau suivant :

Tableau .VII.1 : Pré-dimensionnement de mur.

Hauteur (m)	H/24 (m)	H/12(m)	h/2(m)	2h/3 (m)	d (m)	d/3 (m)
5	0.21	0.42	2.5	3.33	2.92	0.97

Remarque : Le pré - dimensionnement était fait on suppose que le fruit de mur est nul (l'angle d'inclinaison du la paroi du mur est égale à zéro).

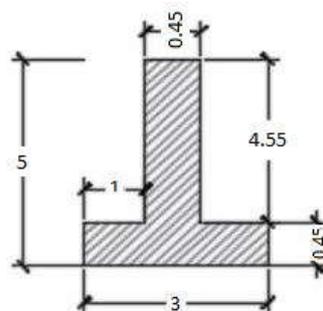


Figure VII.2: La géométrie des murs.

VII.2) principe de vérification

Cette procédure est une vérification statique et dynamique. La vérification est faite pour dire que le mur est stable donc on peut construire cet ouvrage sans problèmes ; mais ça ne veut pas dire qu'il n'y a pas des empêchements au niveau du chantier.

VII.2.1) Stabilité au glissement

Pour que la stabilité au glissement soit assurée il faut que la somme des forces verticales (forces stabilisantes), doit être supérieure à la somme des forces horizontales (forces motrices) avec un coefficient de sécurité égale à 1.5 en négligeant la force de butée.

$$\frac{R_v \tan \varphi}{R_H} > 1.5$$

VII.2.2) Stabilité au renversement

Pour que la stabilité au renversement soit assurée. Il faut que le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants, doit être supérieur à 1,5.

$$\frac{M_S}{M_r} > 1.5$$

Remarque : Pour que le mur soit stable :

- $F_s > 1.5$ si on néglige la butée.
- $F_s > 2$ si on tient compte de la butée.

Les moments renversants (M_r) sont les forces horizontales multipliées par leur bras de levier par rapport à O.

Les moments stabilisants (M_s) sont les forces verticales multipliées par leurs bras de levier par rapport à O.

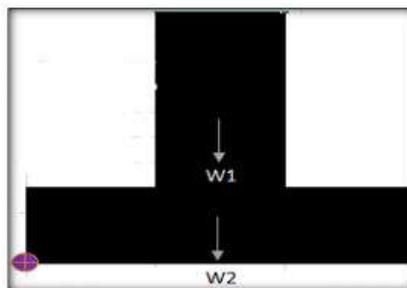


Figure VII.3 : le point O situé à gauche de mur.

VII.2.3) Stabilité interne

On doit assurer que les contraintes dans le mur doivent être inférieures aux contraintes admissibles, donc c'est un simple problème de résistance de matériaux. Suite à la résistance élevée du matériau : béton armé, ce problème de résistance

interne ne se pose jamais (les contraintes due aux sollicitations appliquées au mur sont inférieure aux contraintes admissibles du béton armé) c'est le mode de rupture le plus rare pour ce type des murs.

Remarque : Lorsqu'on utilise un logiciel de calcul, cette vérification est assurée automatiquement.

- vérification vis-à-vis de la portance du sol de fondation

La résultante des forces doit se situer à l'intérieure du noyau central de façon que la pression entre la semelle et le sol soit positive en amont ; en aval, cette pression de contact ne doit pas être supérieure à la capacité portante admissible du sol.

Pour déterminer le lieu de passage de cette résultante, on doit calculer le moment total autour du point O :

$$\sum \text{Résul} = \sum M (\text{stabilisant}) - \sum M (\text{renversant}) = M_0$$

➤ L'excentricité de la force par rapport au point O

$$e_0 = \frac{M_0}{\sum F_v}$$

➤ L'excentricité de la force par rapport au centre de la semelle est

$$e_c = \frac{B}{2} - e_0$$

La figure indique les deux cas possibles, suivant que N (résultante des forces) tombe dans les tiers central ou non, et donne les formules qui permettent de calculer l'intensité de la contrainte maximale. On vérifie alors que cette intensité maximale est bien inférieure à la pression admissible définie a priori indépendamment des dimensions de la fondation de l'inclinaison et de l'excentricité des charges.

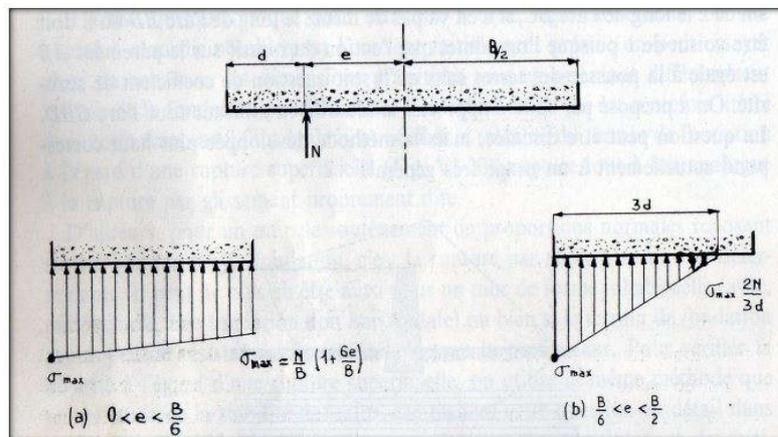


Figure VII.4 : Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.

VII.2.4) vérification au poinçonnement

$$Q_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq Q_{adm}$$

Avec :

$$\sigma_{max} = \frac{F_v}{B} X \left(1 + \frac{6 \times e_c}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_v}{B} X \left(1 - \frac{6 \times e_c}{B} \right)$$

VII.3) Calcul statique

Le calcul statique du mur consiste à vérifier la stabilité du mur aux différents types d’instabilité pour le cas de la poussée des terres au repos.

calcul du mur de 5 mètre de hauteur

* Données :

$\gamma_{\text{béton}}$	= 25	KN/m ³		γ	= 21	KN/m ³
D	= 1.5	m		Sol D'assise	ϕ	= 35 °
σ_{sol}	= 2	bars	= 200		C	= 79
q	= 12.5	KN/m ²				
				Remblai	γ	= 21
					ϕ	= 35 °
					C	= 0

Données provient du rapport géotechnique avec un choix d’un remblai de caractéristiques bien définie.

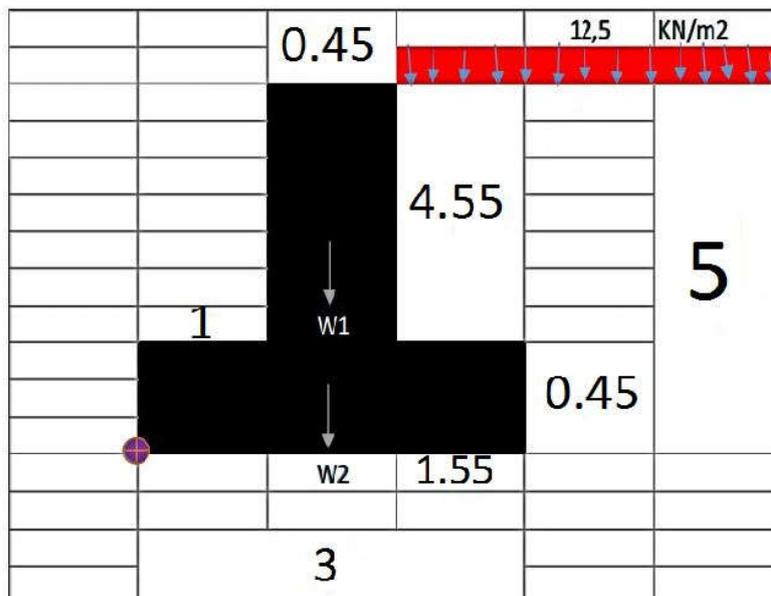


Figure VII.5: Le schéma de mur de 5 mètre de hauteur.

VII.3.1) Détermination du poids de mur (WT)

- le poids total de mur de 5 m : $WT = W1+W2 = 51.18 + 33.75 = 84.93$ KN
- le poids de voile : $W1 = 4.55 \times 0,45 \times 25 = 51.18$ KN
- le poids de la semelle : $W2 = 3 \times 0,45 \times 25 = 33.75$ KN

VII.3.2) Détermination du coefficient de poussée des terres au repos (K0)

- le coefficient de poussée

$$e_c = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = 0.271$$

VII.3.3) Calcul de contraintes (σ)

- calcul des contraintes verticales :

$$\sigma_{v1} = \gamma \times h = 20 \times 4.55 = 91 \text{KPA}$$

$$\sigma_{v2} = \gamma \times h = 20 \times 0,45 = 9 \text{ KPA}$$

- calcul des contraintes horizontales :

$$\sigma_{h1} = q \times K_a = 12.5 \times 0,271 = 3.39 \text{ KPA}$$

$$\sigma_{h2} = \sigma_{h1} + (\sigma_{v1} \times K_a) = 3.39 + (91 \times 0,271) = 28.051 \text{ KPA}$$

$$\sigma_{h3} = \sigma_{h2} + (\sigma_{v2} \times K_a) = 28.051 + (9 \times 0,271) = 30.49 \text{KPA}$$

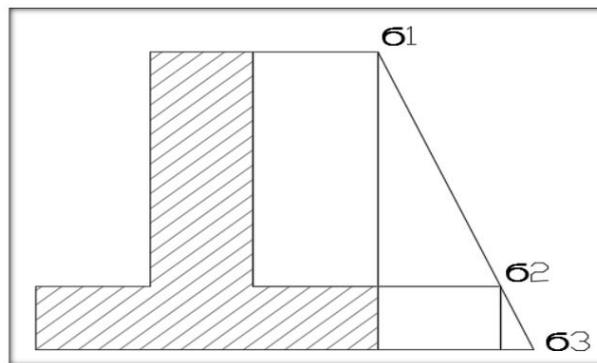


Figure VII.6 : Diagramme des contraintes.

VII.3.4) Calcul des forces (F)

La force de poussée est la surface du diagramme de contrainte.

- Force de poussée :

$$F1 = \sigma_{h1} \times h = 3.39 \times 4.55 = 15.42 \text{KN}$$

$$F2 = ((\sigma_{h2} - \sigma_{h1}) \times h) / 2 = ((28.051 - 3.39) \times 4.55) / 2 = 56.1 \text{ KN}$$

$$F3 = ((\sigma_{h3} - \sigma_{h2}) \times h) / 2 = ((30.49 - 28.051) \times 0.45) / 2 = 0.54 \text{KN}$$

$$F4 = (\sigma_{h2} - \sigma_{h1}) \times h = (28.051 - 3.39) \times 0.45 = 11.1 \text{ KN}$$

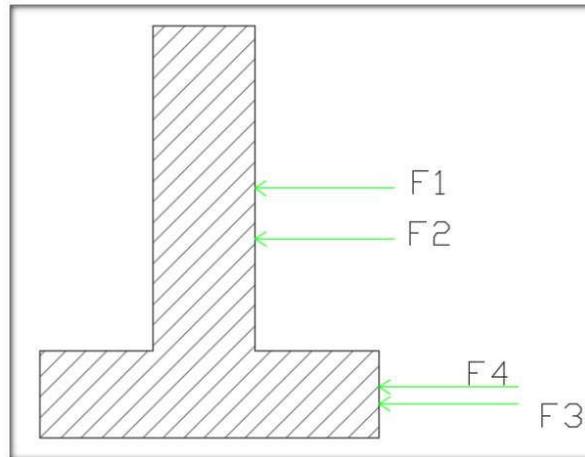


Figure VII.7 : Représentation des forces.

➤ Le tableau suivant représente tous les résultats

- a) Poids Total.
- b) Les contraintes.
- c) Les forces agissantes.
- d) points d'applications.

Tableau VII.2 : Résultats des calculs .

Hauteur de Mur (m)	Poids de Rideau W1 (KN)	Poids de la semelle W2 (KN)	Poids Total de Mur WT (KN)	Contraintes de Poussées (KPA)	Forces Poussées (KN)	Point d'application (m)
5	51.18	33.75	84.93	$\sigma_1 = 3,39$ $\sigma_2 = 28.051$ $\sigma_3 = 30.49$	F1 = 15.42 F2 = 56.1 F3 = 0,54 F4 = 11.1	X1 = 2.73 X2 = 1.97 X3 = 0.15 X4 = 0.23

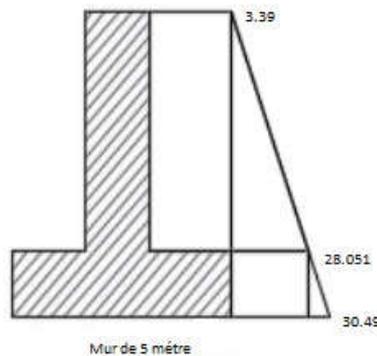


Figure VII.8: Présentation de diagramme de contrainte : $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

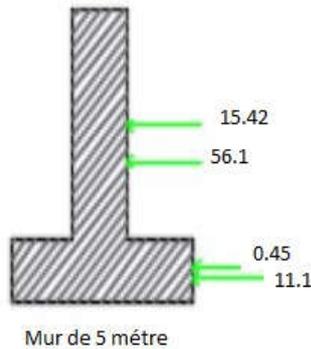


Figure VII.9 : Répartition des forces de poussées F1, F2, F3, F4.

VII.3.5) Vérification de la Stabilité

Pour le calcul de vérification de stabilité on va vous montrer les calculs de mur de 5 mètre.

VII.3.6) Vérification au glissement

Données :

- Les forces stabilisantes : $R_v = \sum F_v = W_T + S + R = 245.355 \text{ KN}$

Poids total : $W_T = 84.93 \text{ KN}$

La surcharge sur le talon de la semelle : $S = 12.5 \times 1.55 \times 1 \text{ ml} = 19.375 \text{ KN}$

La charge du remblai sur le talon de la semelle : $R = 20 \times 4.55 \times 1.55 \times 1 \text{ ml} = 141.05 \text{ KN}$

- Les forces motrices : $R_h = \sum F_h = 83.16 \text{ KN}$

$F_1 = 15.42 \text{ KN}$

$F_2 = 56.1 \text{ KN}$

$F_3 = 0.54 \text{ KN}$

$F_4 = 11.1 \text{ KN}$

$\tan \varphi(35) = 0.7$

$$F_s = \frac{245.355}{83.16} = 2.95 > 1.5 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII.3.7) Vérification au renversement

- Les moments renversant :

$$M_R = [15.42 \times ((4.55/2) + 0.45)] + [56.1 \times ((4.55/3) + 0.45)] + [0.54 \times (0.45/3)] + [11.1 \times (0.45/2)] = 123.63 \text{ kN.m}$$

- Les moments stabilisant :

$$M_S = [51.18 \times ((0.45/2) + 1)] + [33.75 \times (3/2)] + [19.375 \times (3 - (1.55/2))] + [(20 \times 4.55 \times 1.55 \times 1 \text{ ml}) \times (3 - (1.55/2))] = 420.06 \text{ KN.m}$$

$$F_s = \frac{420.06}{123.63} = 3.39 > 1.5 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII.3.8) Verification au poinçonnement

$$\sum Résul = \sum M (stabilisant) - \sum M (renversant) = Mo$$

- Calcul de Mo

$$Mo = 420.06 - 123.63 = 296.43 \text{ KN.m}$$

- Calcul de e_0

$$e_0 = \frac{296.43}{245.355} = 1.2$$

- Calcul de e_c

$$e_c = \frac{3}{2} - 1.2 = 0.3$$

_ Répartition Trapézoïdal :

$$0 < e < B/6$$

$$\sigma_{max} = \frac{245.355}{3} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.3}{3}\right) = 130.856 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{245.355}{3} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.3}{3}\right) = 32.714 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ref} = \frac{3 \times 130.856 + 32.714}{4} = 106.32 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots CV$$

Tableau.VII.3 : Représente des résultats de la vérification à la stabilité

mur	remblai	Vérification de Stabilité			
		au glissement > 1.5	au renversement > 1.5	au poinçonnement < 200 KN	Condition de stabilité
HAUTEUR	Angel de frottement				
5	35°	2.95	3.39	106.32	vérifier

VII.4) Ferrailage

VII.4.1) Ferrailage de la semelle

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles.

$$A = 1.35 \text{ m} \quad C = 0.35 \text{ m} \quad B = 2.5 \text{ m} \quad \mu_r = 0.186 \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

- Longueur de la console (D) :

$$D = A + \frac{C}{2} = 1.55 + \frac{0.45}{2} = 1.775 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot D}{B} = 130.856 - \frac{(130.856 - 32.714) \cdot 1.775}{3} = 72.78 \text{ KN/m}^2$$

$$R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_d) \cdot D}{B} = \frac{(130.856 + 72.78) \cdot 1.775}{3} = 120.48 \text{ KN/m}^2$$

- Le bras de levier (d) :

$$d = \frac{(\sigma_d + 2\sigma_{max}) \cdot D}{(\sigma_d + \sigma_{max}) \times 3} = \frac{(72.78 + 2 \times 130.856) \cdot 1.775}{(72.78 + 130.856) \times 3} = 0.97 \text{ m}$$

- Le moment (M) :

$$M = R \times d = 120.48 \times 0.97 = 116.86 \text{ KN.m}$$

- Section du patin :

$$d' = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.11686}{1 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.05 \rightarrow u_{bu} = 0.05 < u_l = 0.392 \quad ; \text{ pas d'armatures comprimé}$$

$$\hat{A}_s = 0$$

$u_{bu} = 0.05 < 0.275 \rightarrow$ méthode simplifier

$$A^t = \frac{M}{Z \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.1}) = 0.064$$

$$Z_b = 40.5(1 - 0.4 \cdot 0.064) = 39.46 \text{ cm}$$

$$A^t = \frac{0.11686}{0.39 \times 348} = 8.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité BAEL91/99**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times 1 \times 0.405 \times \frac{2.1}{400} \right) \rightarrow A_{min} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_s$; donc on Adopte A_s pour ferrailée la semelle.

$$A_s = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 9.23 \text{ cm}^2$$

- les armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Barres**

Pour la nappe inférieure on prend : 6 T14 / ml espacement de 15cm

Pour les armatures de répartitions on prend : 6 T 12 / ml espacement de 15 cm

Pour la nappe supérieure on prend : 6 T 14 / ml espacement de 15 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : 6 T 12/ ml espacement de 15 cm

VII.4.2) Ferrailage du Rideau

Nous étudierons la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle.

- Calcul des forces de poussées pour 1 ml de largeur :

$$F1 = 15.42 \text{ KN} \quad , \quad F2 = 56.1 \text{ KN}$$

- Point d'application de ces poussées :

$$X_1 = \frac{h}{2} = \frac{4.55}{2} = 2.275 \text{ m} \quad , \quad X_2 = \frac{h}{3} = \frac{4.55}{3} = 1.516 \text{ m}$$

- Le moment utilisé dans le calcul de ferrailage M est calculé par la multiplication de la résultante du poussé par le tiers de la hauteur total plus le moment dû au charge d'exploitation :

$$M = F1 \times X1 + F2 \times X2 = (15.42 \times 2.275) + (56.1 \times 1.516) = 120.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{0.12012}{1 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.051 \rightarrow u_{bu} = 0.05 < u_l = 0.392 \quad ; \text{ pas d'armatures comprimé}$$

$$A_s = 0$$

$u_{bu} = 0.05 < 0.275 \rightarrow$ méthode simplifier

$$A^t = \frac{M}{Z \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.102}) = 0.065$$

$$Z_b = 40.5(1 - 0.4 \cdot 0.064) = 39.44 \text{ cm}$$

$$A^t = \frac{0.12012}{0.39 \times 348} = 8.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité BAEL91/99**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times 1 \times 0.405 \times \frac{2.1}{400} \right) \rightarrow A_{min} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_s$; donc on Adopte A_s pour ferrailée la semelle.

$$A_s = 8.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 9.23 \text{ cm}^2$$

- les armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Barres**

Pour le coté extérieur on prend : 6 T14 / ml escarpement de 15cm

Pour les armatures de répartitions on prend : 6T12 / ml espacement de 15 cm.

Pour le coté intérieur on prend : 6T14/ ml escarpement de 15 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : 6T12 / ml espacement de 15 cm

Conclusion

En plus de toutes les connaissances que nous a apporté cette formation d'ingénieur en génie civil, ce mémoire nous a permis d'améliorer nos connaissances en terme de calcul et pratique.

Cette expérience nous a aidé à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables

Ainsi que connaître les étapes d'étude d'un mur de soutènement.

Il est important de signaler que cette étude nous a donné une bonne maîtrise des sujets de génie civil, ainsi d'affranchir la vie professionnel avec un bagage nécessaire pour assurer une bonne fonction.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Livres :

- Calcul des ouvrages en béton armé.....BELAZOUGU.
- Calcul dynamique des structures en zones sismiques.....ALAIN CAPRA.
- Formulaire du béton armeVICTOR DAVIDOVICI.
- Conception et calcul des structures de bâtimentHENRY THONIER.
- Construction en zone sismique.....VICTOR DAVIDOVICI.
- Pratique de BAEL91Jean Perchat –Roux

Cours :

- Béton armé.....FSI
- Dynamique des structures.....FSI
- Cours de bâtimentFSI.
- Résistance des matériaux..... FSI

Logiciels :

- ETABS V 9.7.4.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2015.....Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement du texte
- SOCOTEC.....calcul le ferrailage
- RDM 6calcul des moments et des efforts