

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique



N° Réf :

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme

de **MASTER**

Spécialité : Structure « Génie Civil »

**Etude d'un bâtiment (R+7) a usage d'habitation
situe en zone sismique contreventé par un système
mixte (voiles-portiques).**

Réalisé par :

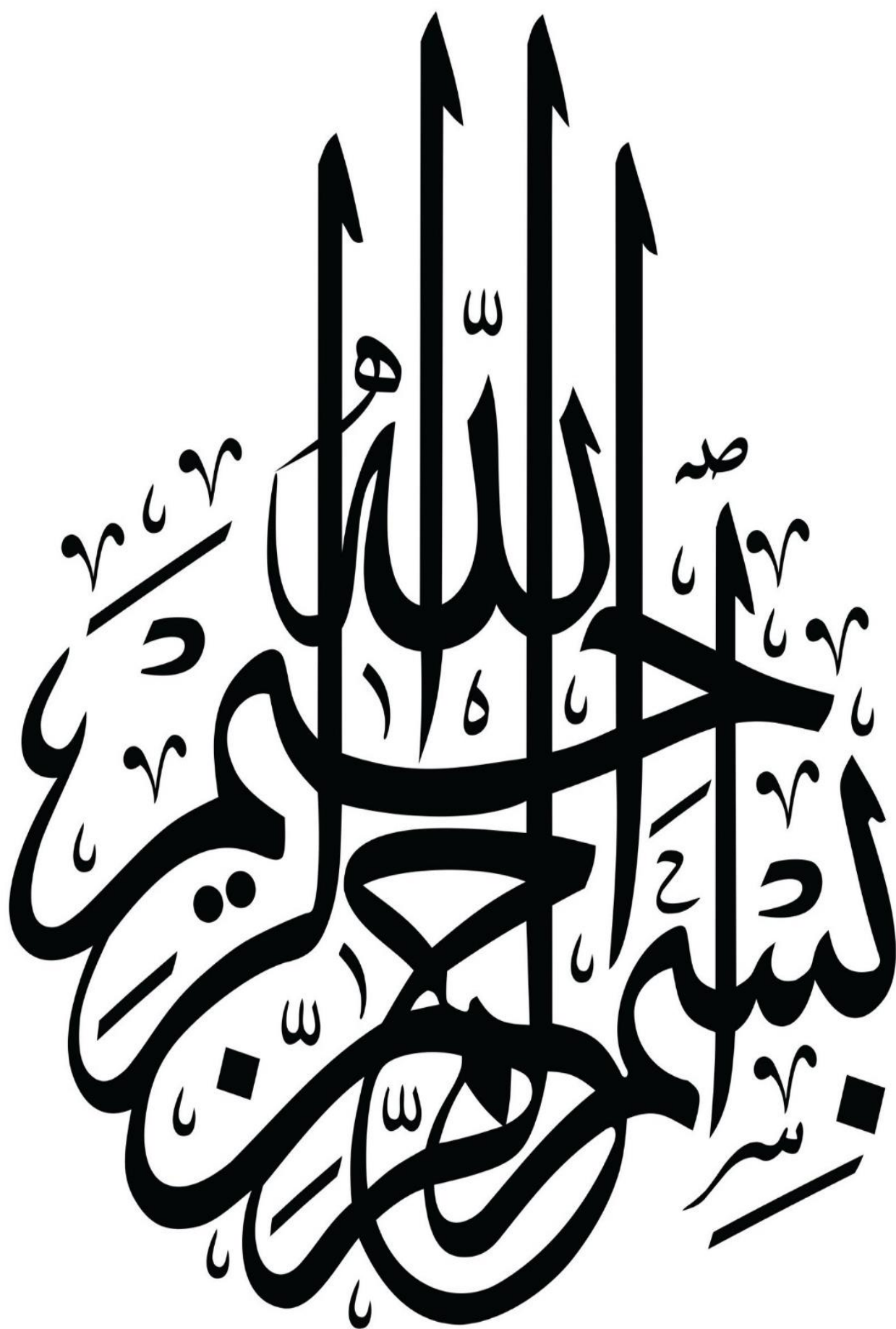
- BENAMEUR Nassim
- AZZOUZ Ayoub

Soutenu devant le jury :

Dr. BOUKOUR Salima
Dr. BENZAID Mehdi
Dr. TALEB Hosni Abderrahmane

Présidente
Examinateur
Promoteur

Année universitaire : 2021/2022



Dédicace

BENAMEUR Nassim

Je dédie ce travail :

A ma mère qui a toujours veillé sur moi.

A mon père qui m'a soutenu tout au long de mes études.

A tous mes frères et sœurs.

A toute ma famille.

A tous mes amis (es).

A tous mes enseignants depuis le primaire.

A tous ceux qui me sont chers.

A tous qui vont lire ce mémoire.

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à réaliser ce modeste travail.

Dédicace

AZZOUZ Ayoub

Je dédie ce travail à ma famille et à tous ceux qui m'ont aidé.

Remercîment

*Nous remercions tout d'abord Allah qui nous a aidés achever ce
mémoire.*

*Nous remercions notre encadreur Monsieur TALEB Hosni
Abderrahmane, Docteur à l'université de Abdel Hafid Boussouf -
Mila, pour ses encouragements, et sa présence totale et ses
suggestions avisés qui nous ont conduits à terminer ce travail.*

*Nous remercions nos amis, nos collègues de l'institut des sciences et
technologie ainsi que l'ensemble des enseignants et responsables.*

*Enfin nous remercions nos parents pour nous avoir appris à
toujours aller au bout de nos rêves, ainsi que nos frères et sœurs.*

Nomenclature

A	Coefficient d'accélération de zone.
A_s	Aire d'une section d'acier.
A_t	Section d'armatures transversales.
B	Aire d'une section de béton.
E	Module d'élasticité longitudinale,
E_b	Module de déformation longitudinale du béton,
E_i	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),
E_s	Module d'élasticité de l'acier,
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente.
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement.
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_G	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
N	Effort normal
N_u	Effort normal de calcul ultime
S_t	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période
R	Coefficient de comportement
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite service

A	une dimension longitudinal
B	Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
D	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême
d'	Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême
E	Épaisseur
F	Résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	Grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	Hauteur totale d'une section de béton armé
I	Rayon de giration d'une section
J	nombre de jours
K	coefficient en general
L	Longueur ou portée (on utilise aussi L)
N	coefficient d'équivalence acier-béton
S	Espacement des armatures en générales
X	Coordonnée en général, abscisse en particulier
Y	Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie, Profondeur de l'axe neutre
Z	coordonnée d'altitude
ϕ	Diamètre des armatures, mode propre
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	Raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	Allongement relatif de l'acier tendu
ε'_s	Raccourcissement relatif de l'acier comprimé

η	Coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	Coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	Rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en general
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{st}, σ_{sc}	Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ'_s
φ	Angle de frottement,
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de ponderation
σ_{sol}	Contrainte du sol

Sommaire

<i>Dédicace</i>	3
<i>Dédicace</i>	4
Nomenclature	6
Sommaire	9
Liste des tableaux.....	15
Liste des figures.....	18
ملخص.....	21
Abstract.....	22
Introduction générale	23
CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.	24
I. 1. INTRODUCTION :.....	25
I. 2. PRÉSENTATION DE L’OUVRAGE :.....	25
I. 2. 1. Dimensions en plan :	26
I. 2. 2. Dimensions en élévation :	28
I. 2. 3. Système structural :	29
I. 3. CARACTERISTIQUES DU SITE D’ASSISE :.....	29
I. 4. LES ELEMENTS DE L’OUVRAGE :.....	29
I. 4. 1. Les planchers :.....	29
I. 4. 2. La maçonnerie :.....	29
I. 4. 3. Terrasse :.....	30
I. 4. 4. L’acrotère :	30
I. 4. 5. Revêtements :.....	30
I. 4. 6. Escaliers :	30
I. 4. 7. Ascenseur :.....	30
I. 4. 8. Fondation :	31
I. 4. 9. Balcon :.....	31
I. 4. 10. Ossature contreventée :	31
I. 5. REGLES DE CALCUL :.....	31
I. 6. METHODOLOGIE DE CALCUL :	31

I. 7. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	32
I. 7. 1. Béton :	32
I. 7. 2. L'acier :	35
I. 8. ACTIONS ET SOLLICITATIONS :	38
I. 8. 1. Actions :	38
I. 8. 2. Sollicitations :	38
I. 9. Hypothèses de calcul des sections en béton armé :	38
I. 9. 1. À l'état limite ultime (ELU) :	38
I. 9. 2. À l'état limite de service (ELS) :	39
I. 10. CONCLUSION :	39
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.	40
II. 1. INTRODUCTION :	41
II. 2. LA PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :	41
II. 2. 1. Les planchers :	41
II. 2. 2. Les escaliers :	45
II. 2. 3. L'acrotère :	50
II. 3. Les éléments principaux :	51
II. 3. 1. Les Poteaux :	51
II. 3. 2. Les poutres :	52
II. 3. 3. Les voiles :	54
II. 4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	56
II. 4. 1. Maçonnerie :	56
II. 4. 2. Les Planchers :	57
II. 4. 3. L'escalier :	59
II. 5. DESCENTE DE CHARGES :	60
II. 5. 1. Loi de dégression :	61
II. 5. 2. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 B.8.4.1) [1].....	68
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.	71

III. 1. INTRODUCTION :	72
III. 2. ACROTERE :	72
III. 2. 1. Évaluation des charges :	72
III. 2. 2. Calcul des efforts :	73
III. 2. 3. Calcul du ferrailage :	73
III. 2. 4. Schéma de ferrailage d'un acrotère :	77
III. 3. LES ESCALIERS :	77
III. 3. 2. Calcul des sollicitations :	78
III. 3. 3. Calcul des armatures :	95
III. 4. LES PLANCHERS :	102
III. 4. 1. Généralité :	103
III. 4. 2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :	103
III. 4. 3. Les combinaisons d'action :	103
III. 4. 4. Type et Position des poutrelles :	103
III. 4. 5. Méthodes de calculs :	104
III. 4. 6. Choix de la méthode de calcul des sollicitations :	107
III. 4. 7. Exemple d'application : (charge permanente minorée).....	108
III. 4. 8. Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutrelle Type 01 (Terrasse et étage) :	109
III. 4. 9. Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutrelle Type 02 (étage) :	115
III. 4. 10. Ferrailage des poutrelles :	115
III. 5. LES BALCONS :	132
III. 5. 1. Exemple de calcule :	132
III. 6. L'ASCENSEUR :	137
III. 6. 1. Prédimensionnement :	137
III. 6. 2. Détermination des charges et surcharges :	138
III. 6. 3. Combinaison des charges :	139
III. 6. 4. Calcul des efforts :	139
III. 6. 5. Ferrailage de la dalle :	140

III. 6. 6. Vérification a l'ELU :	142
III. 6. 7. Vérification a l'ELS :	143
III. 6. 8. Vérification de la flèche :	145
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.....	147
IV. 1. INTRODUCTION :	148
IV. 2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :	148
IV. 3. MÉTHODES DE CALCUL :	148
IV. 3. 1. Méthode statique équivalente :	148
IV. 3. 2. Méthode dynamique modale spectrale :	149
IV. 4. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE :	152
IV. 4. 1. Présentation du logiciel ROBOT (version 2021) :	152
IV. 4. 2. Disposition des voiles :	153
IV. 4. 3. Modes de vibration et taux de participation des masses :.....	153
IV. 5. VERIFICATION DE LA RESULTANTE SISMIQUE :	156
IV. 5. 1. Détermination de la période fondamentale T :	158
IV. 5. 2. Vérification de l'effort tranchant à la base :	160
IV. 5. 3. Déplacement et efforts tranchant de chaque diaphragme :...	161
IV. 5. 4. Vérification des déplacements :	161
IV. 5. 5. Vérification de l'effet P- Δ :	162
IV. 5. 6. Vérification au renversement :	163
IV. 5. 7. Vérification de l'effort normal réduit :	164
IV. 5. 8. Vérification de L'excentricité :	165
CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.....	166
V. 1. INTRODUCTION :	167
V. 2. Poteaux :	167
V. 2. 1. Recommandations du RPA99/2003 :	168
V. 3. FERRAILLAGE DES POUTRES :	175
V. 3. 1. Recommandation du RPA 99/2003 :	176
V. 3. 2. Ferrailage des poutres :	176

V. 3. 3. Vérifications :	180
V. 4. Les voiles :	182
V. 4. 1. Introduction :	182
V. 4. 2. Les combinaisons de calcul :	184
V. 4. 3. Etude de la section soumise à la flexion composée :	184
V. 4. 4. Disposition des voiles :	184
V. 4. 5. Le ferrailage des voiles :	185
V. 4. 6. Schéma de Ferrailage :	189
V. 4. 7. Résultat de ferrailage des villes :	189
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	196
VI. 1. INTRODUCTION :	197
VI. 2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION :	197
VI. 2. 1. Vérification de la semelle isolée :	197
VI. 2. 2. Vérification de la semelle filante :	198
VI. 2. 3. Radier général :	199
VI. 3. Vérifications nécessaires :	200
VI. 3. 1. Vérification de la contrainte dans le sol :	200
VI. 3. 2. Vérification au cisaillement :	201
VI. 3. 3. Vérification au poinçonnement.....	202
VI. 4. Ferrailage du radier :	202
VI. 4. 1. Calcul des sollicitations :	202
VI. 4. 2. Calcul des moments :	203
VI. 4. 3. Ferrailage de la dalle :	203
VI. 5. Ferrailage des nervures :	205
VI. 5. 1. Calcul des efforts :	205
VI. 5. 2. Calcul des armatures :	205
VI. 5. 3. Vérification des contraintes à l'ELS :	205
VI. 5. 4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	206
VI. 5. 5. Armatures transversales :	206

VI. 6. L'étude des longrines :	207
VI. 6. 1. Pré-dimensionnement :	207
VI. 6. 2. Ferrailage de la longrine :	208
VI. 6. 3. Schéma de ferrailage :	208
Conclusion générale :	209
Références bibliographiques	210
Annexes	211

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

Tableau I. 1: Limite élastique en fonction du type d'acier.	36
Tableau I. 2: Limite élastique en fonction du type de Treillis soudés.....	36
Tableau I. 3: Caractéristiques mécaniques du béton.	39
Tableau I. 4: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	39

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Tableau II. 1: évaluation de charge de l'acrotère.	51
Tableau II. 2: Section des poteaux préalable.....	52
Tableau II. 3: Evaluation de charge murs extérieurs.	56
Tableau II. 4: Evaluation de charge murs intérieurs.	57
Tableau II. 5: Charge permanente et d'exploitation de terrasse à corps creux.....	58
Tableau II. 6: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.	59
Tableau II. 7: Charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine.	59
Tableau II. 8: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse 1.	59
Tableau II. 9: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse (2,3,4,5,6).....	60
Tableau II. 10: Charge permanente et d'exploitation du palier de repos.	60
Tableau II. 11: La descente de charge de poteau.....	62
Tableau II. 12: la descente des charges – poteau d'intermédiaire.	63
Tableau II. 13: La descente de charge des poteaux.	65
Tableau II. 14: la descente des charges – Poteau de rive.	65
Tableau II. 15: La descente de charge de poteau.....	67
Tableau II. 16: La descente des charges – Poteau d'angle.....	67
Tableau II. 17: tableau récapitulative.....	70

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Tableau III. 1: Les combinaisons des charges d'escalier type 1.....	78
Tableau III. 2: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 1.	81
Tableau III. 3: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 2.....	84
Tableau III. 4: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 3.	87
Tableau III. 5: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 4 et 6.....	92
Tableau III. 6: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 5.	94
Tableau III. 7: Tableau récapitulatif des sollicitations générale.	95
Tableau III. 8: Armatures longitudinales (type 1).....	96
Tableau III. 9: Résultats de calcul de ferrailage d'escalier (type 1).....	96
Tableau III. 10: les armatures de répartition.....	96
Tableau III. 11: Armatures longitudinales (type 2).....	99
Tableau III. 12: Résultats de calcul de ferrailage d'escalier (type 2).....	99
Tableau III. 13: les armatures de répartition.....	100
Tableau III. 14: Les combinaisons d'action.	103

Tableau III. 15: les chargements sur les poutrelles.	109
Tableau III. 16: moments aux appuis intermédiaires.....	110
Tableau III. 17: Moments aux appuis de rive.	111
Tableau III. 18: Moments sur travées CAS 1 (poutrelle type1 (terrasse)).	112
Tableau III. 19: Moments aux appuis (poutrelle type1 (terrasse)).	112
Tableau III. 20: Moments aux appuis (poutrelle type1 (terrasse)).	112
Tableau III. 21: Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).	112
Tableau III. 22: Moments aux appuis (poutrelle type1 (étage)).	113
Tableau III. 23: Moments aux appuis (poutrelle type1 (étage)).	113
Tableau III. 24: Moments sur travées (poutrelle type1 (étage)).	113
Tableau III. 25: Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Terrasse)).	114
Tableau III. 26: Efforts tranchants (poutrelles type 1 (étage)).	115
Tableau III. 27: Moment et effort tranchant (ELU) (poutrelle Type 02 (étage)).	115
Tableau III. 28: Moment et effort tranchant (ELS) (poutrelle Type 02 (étage)).	115
Tableau III. 29: Les sollicitations les plus défavorables.	115
Tableau III. 30: Vérification des contraintes à l'ELS.	120
Tableau III. 31: Les sollicitations les plus défavorables.	121
Tableau III. 32: Vérification des contraintes à l'ELS.	126
Tableau III. 33: Les sollicitations les plus défavorables.	127
Tableau III. 34: Vérification des contraintes à l'ELS.	131
Tableau III. 35: Ferrailage de la dalle pleine type1.....	134
Tableau III. 36: Les armatures de répartition.	134
Tableau III. 37: Vérification des contraintes à l'ELS.	135
Tableau III. 38: Ferrailage de la dalle pleine type 02.....	136
Tableau III. 39: Ferrailage de la dalle pleine type 03.....	137
Tableau III. 40: Ferrailage de la dalle machine.	142
Tableau III. 41: Vérification à l'ELS de la dalle machine.	145

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

Tableau IV. 1: Coefficient d'accélération de zone.	150
Tableau IV. 2: Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2.	150
Tableau IV. 3: Valeur de facteur de qualité.	151
Tableau IV. 4: Périodes et taux de participation massique de la structure.....	154
Tableau IV. 5: le comportement des trois premiers modes.	155
Tableau IV. 6: valeurs du coefficient de pondération β	157
Tableau IV. 7: valeurs du coefficient CT.	159
Tableau IV. 8: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	160
Tableau IV. 9: Déplacement et efforts tranchant de chaque diaphragme.....	161
Tableau IV. 10: Vérification des déplacements selon x-x.....	161
Tableau IV. 11: Vérification des déplacements selon y-y.....	162
Tableau IV. 12: Vérification de l'effet P- Δ au sens x-x.	162
Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y.	163
Tableau IV. 14: valeurs de force sismique FX.	163

Tableau IV. 15: valeurs de force sismique FY.	164
Tableau IV. 16: Calcul moment de renversement.	164
Tableau IV. 17: Vérification au renversement (x-x).....	164
Tableau IV. 18: Vérification au renversement (y-y).....	164
Tableau IV. 19: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.	165
Tableau IV. 20: Centre de masse et de rigidité de chaque étage.	165

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

Tableau V. 1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	168
Tableau V. 2: Les sollicitations dues aux poteaux.	169
Tableau V. 3: Sections des armatures longitudinales.	172
Tableau V. 4: Sections des armatures longitudinales adoptées.	172
Tableau V. 5: Armatures transversales.	173
Tableau V. 6: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	174
Tableau V. 7: vérification au flambement.	175
Tableau V. 8: Les sollicitations dues aux PP.	176
Tableau V. 9: Les sollicitations dues aux PS.	178
Tableau V. 10: Les ferrailage des poutres.	180
Tableau V. 11: Vérification des contraintes (PP) à l'ELS.....	180
Tableau V. 12: Vérification de la compression du béton.	181
Tableau V. 13: Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.....	181
Tableau V. 14: Résumé les résultats de Sollicitations.....	185
Tableau V. 15: Ferrailage voile 6.	189
Tableau V. 16: Ferrailage voile 7.	190
Tableau V. 17: Ferrailage voile 9.	190
Tableau V. 18: Ferrailage voile 2.	191
Tableau V. 19: Ferrailage voile 3.	191
Tableau V. 20: Ferrailage voile 4.	192
Tableau V. 21: Ferrailage voile 5.	192
Tableau V. 22: Ferrailage voile 8.	193
Tableau V. 23: Ferrailage voile 10.	193

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

Tableau VI. 1: Caractéristiques géométrique XX.	201
Tableau VI. 2: Caractéristiques géométrique YY.	201
Tableau VI. 3: Ruselta de ferrailage.	203
Tableau VI. 4: Vérification des contraintes.....	205
Tableau VI. 5: Ferrailage des nervures du radier.	205
Tableau VI. 6: Vérification des contraintes à l'ELS.....	206

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

Figure I. 1: Situation géographique de notre ouvrage.....	25
Figure I. 2: Carte de zonage sismique d'Algérie.	26
Figure I. 3: Plan de réz de chaussée.	26
Figure I. 4: Plan du 1ere étage.	27
Figure I. 5: Plan étage (2ème, 3ème, 4ème, 5ème).	27
Figure I. 6: Plan du 6 et 7 ème étage.	28
Figure I. 7: Coupe A-A.	28
Figure I. 8: Disposition des voiles du bâtiment.	29
Figure I. 9: Essai de compression.	32
Figure I. 10: Diagramme contrainte déformation du béton.	34
Figure I. 11: Diagramme contraintes déformation à l'ELS.	35
Figure I. 12: Diagramme contraintes-déformations.	36

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Figure II. 1: Planchers à corps creux.	42
Figure II. 2: Schéma des poutrelles.	42
Figure II. 3: Dimensions des poutrelles.....	43
Figure II. 4: Dalle sur deux (02) appuis.	44
Figure II. 5: Dalle sur trois (03) appuis.....	45
Figure II. 6: Dalle sur quatre (04) appuis.	45
Figure II. 7: Schéma de l'escalier.	46
Figure II. 8: Escalier à trois volées.	46
Figure II. 9: Schéma statique de volée.	47
Figure II. 10: Vue en plan d'escalier type 1.....	47
Figure II. 11: Vue en plan d'escalier type 2.....	49
Figure II. 12: Coupe en élévation de l'acrotère.....	50
Figure II. 13: Houteur libre d'étage.	51
Figure II. 14: la section de poutre principale.	53
Figure II. 15: la section de poutre secondaire (Chaînage).	54
Figure II. 16: Coupe de voile en élévation.	54
Figure II. 17: Coupes des voiles pour différents cas.	56
Figure II. 18: Murs extérieurs.	57
Figure II. 19: Murs intérieurs.....	57
Figure II. 20: Plancher à corps creux de terrasse.	58
Figure II. 21:Plancher à corps creux étage.....	58
Figure II. 22: Coupe vertical du plancher courant à dalle pleine.	59
Figure II. 23: Schéma statique de la descente.	61
Figure II. 24: Poteau d'intermédiaire.	62
Figure II. 25: Poteau de rive.	64
Figure II. 26: Poteau d'angle.	66

Figure II. 27: Section réduite de poteau.....	69
---	----

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Figure III. 1: Coupe en élévation de l'acrotère.	72
Figure III. 2: Charges appliquées sur l'acrotère.....	73
Figure III. 3: La section équivalente de calcul de l'acrotère.	73
Figure III. 4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	77
Figure III. 5: Schéma statique d'escalier (RDC).....	78
Figure III. 6: Schéma statique d'escalier (ETAGE).	78
Figure III. 7: Schéma statique de Paillasse 1.....	79
Figure III. 8: Schéma statique de Paillasse 2.....	82
Figure III. 9: Schéma statique de Paillasse 3.....	85
Figure III. 10: Schéma statique de Paillasse 4 et 6.....	88
Figure III. 11: Schéma statique de Paillasse 5.....	92
Figure III. 12: Schéma de ferrailage d'escalier type 1.	99
Figure III. 13: Schéma de ferrailage d'escalier type 2.	102
Figure III. 14: dimensions de la poutrelle.....	103
Figure III. 15: poutrelle type1 (étage).	104
Figure III. 16: poutrelle type2 (étage).	104
Figure III. 17: poutrelle type 1 (terrasse).	104
Figure III. 19: Diagramme des efforts tranchants une poutre à deux travées.	106
Figure III. 20: Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées.....	106
Figure III. 21: Schéma de cas 1.....	109
Figure III. 22: Schéma de cas 2.....	109
Figure III. 23: Schéma cas 3.....	109
Figure III. 24: dimensionnement des poutrelles.....	116
Figure III. 25: Appui intermédiaire.	121
Figure III. 26: Appui de rive.....	121
Figure III. 27: Travée.	121
Figure III. 28: dimensionnement des poutrelles.....	122
Figure III. 29: Appui intermédiaire.	127
Figure III. 30: Appui de rive.....	127
Figure III. 31: Travée.	127
Figure III. 32: Schéma de ferrailage de poutrelle Type 02 (Etage).....	132
Figure III. 33: Schéma de ferrailage du balcon type 1.	136
Figure III. 34: Schéma de la cage d'ascenseur.	138
Figure III. 35: Vue en plan de dalle machine.	146
Figure III. 36: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.....	146

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

Figure IV. 1: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b).	151
Figure IV. 2: Distribution de l'effort normal.	152

Figure IV. 3: Spectre de calcul.....	152
Figure IV. 4: Disposition des voiles.	153
Figure IV. 5: Première Mode.....	155
Figure IV. 6: Deuxième Mode.....	155
Figure IV. 7: Troisième Mode.....	156
Figure IV. 8: valeur des charges permanente.	157
Figure IV. 9: valeur des charges d'exploitation.	158
Figure IV. 10: valeur des charges sismique.	160

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

Figure V. 1: Schéma des Combinaisons de ferrailage des Poteaux.....	167
Figure V. 2: Schéma de ferrailage des poteaux.....	175
Figure V. 3: Ferrailage des poutres principales.....	182
Figure V. 4: Ferrailage des poutres secondaires.....	182
Figure V. 5: Schéma de disposition des voiles.	184
Figure V. 6: Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).....	185
Figure V. 7: Schéma de disposition des excentricités.	186
Figure V. 8: Schéma de ferrailage de Voile 1.	189
Figure V. 9: Schéma de ferrailage du voile 2 et 3.	194
Figure V. 10: Schéma de ferrailage du voile 6 et 7.	194
Figure V. 11: Schéma de ferrailage du voile 4.	194
Figure V. 12: Schéma de ferrailage du voile 5.	195
Figure V. 13: Schéma de ferrailage du voile 8, 9, 10 (Ascenseur).	195

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

Figure VI. 1: Semelle isolée.	198
Figure VI. 2: Schéma de radier.	199
Figure VI. 3: Schéma de ferrailage de la dalle de radier.	207
Figure VI. 4: Schéma de ferrailage des nervures.....	207
Figure VI. 5 : Schéma de ferrailage de La longrine.	208

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم مبنى سكني من 7 طوابق (R+7) يقع في دائرة فرجيو و ولاية ميله المصنفة في المنطقة الزلزالية IIa حسب قواعد الزلازل الجزائرية RPA 99 إصدار 2003 . حساب الابعاد لمختلف العناصر الاساسية والثانوية كان وفقا لقوانين 99 modified BAEL و CBA 93 و RPA 99 ver 2003. يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة نظام مختلط بين جدران القص و الاعمدة والعرضات. الدراسة التحليلية و الزلزالية تمت بواسطة برنامج Robot Structures analyse وفي الاخير تمت دراسة أساسات المبنى حيث اعتمدنا اساسات مساحية

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+7) qui devrait être implantée à la commune de FERDJIOUA dans la wilaya de MILA qui est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 Version 2003. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (DTR B C2 .2, RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91) avec une étude technico-économique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles. L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ROBOT. Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations

Abstract

This study aims at the analysis of a reinforced concrete structure with (ground floor +7 floors), which is meant to be established in FERDJIOUA in the Wilaya of MILA. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame + shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (DTR B C.2.2, RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91) with a technical economical study of the brace system through the use of different dispositions of shells. As regards the dynamic analysis, it has been done by the use of ROBOT. Finally, the substructure has been analyzed by calculating the foundation.

Introduction générale

Le génie civil est la science qui s'occupe de l'art de la construction. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage 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. Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation qui sera implanté à la ville de « MILA-FERDJIOUA » région correspondant à la zone (IIa), zone de moyenne sismicité selon le dernier Règlements Parasismiques Algériens. Le calcul se fait généralement à l'aide de simulations numériques et les résultats doivent vérifier les codes de constructions réglementaires. Néanmoins ce dernier est souvent précédé d'un calcul manuel (calcul statique), afin d'en comprendre le fonctionnement rapidement et définir de façon plus raffinée les sections nécessaires utilisées dans la méthode numérique. En effet ; le projet qui nous a été proposé porte sur l'étude d'un bâtiment qui regroupe des logements d'habitations défini au premier chapitre. Tandis que le deuxième et le troisième chapitre se résument au calcul statique, autrement dit un pré dimensionnement des différents éléments de la structure et les calcul des ferrailage des éléments secondaire. Le quatrième chapitre, quant à lui s'attache à la modélisation de la structure, en vue d'appréhender le comportement sismique et d'adopter une disposition des voiles appropriée à la structure. Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le cinquième chapitre. Le calcul de l'infrastructure fera l'objet du sixième chapitre Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées lors de l'élaboration de ce travail.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

I. 1. INTRODUCTION :

L'objet de notre travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé, qui nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur en génie civil prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet nous allons définir dans ce présent chapitre les différents éléments et matériaux constituant l'ouvrage à étudier en mentionnant les règles de calculs avec une préalable description de notre projet. Ce travail porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé (RDC+7) à usage d'habitation.

I. 2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un niveau rez de chaussée et 7 niveaux avec une terrasse inaccessible. Il sera implanté à la ville de « MILA-FERDJIOUA » qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone IIa) selon le classement des zones établi par le dernier Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 modifiée en 99[1].
- CBA93[2].
- RPA99 version 2003[3].
- DTR BC.2.2.[4].



Figure I. 1: Situation géographique de notre ouvrage.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

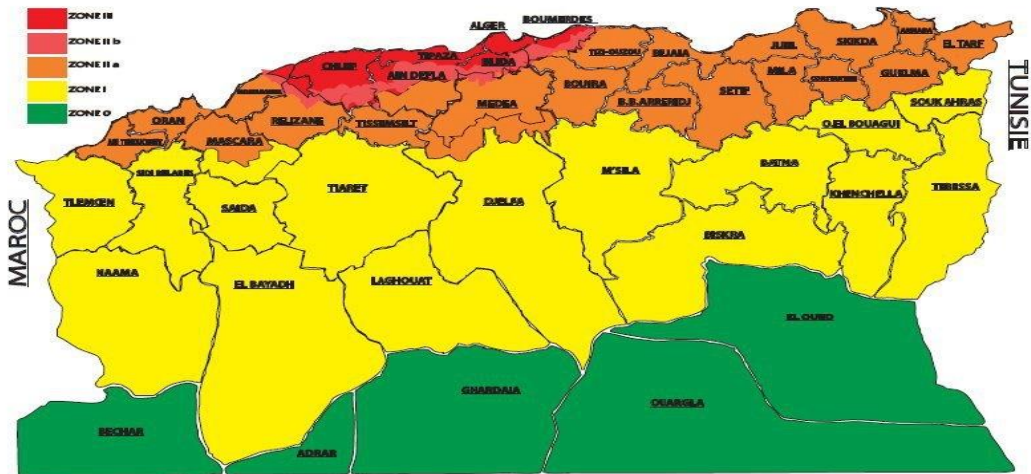


Figure I. 2: Carte de zonage sismique d'Algérie [3].

I. 2. 1. Dimensions en plan :

En plan le bâtiment a une forme rectangulaire (Figure I.3.et Figure I.4, Figure I.5) avec :

- Une largeur de 10.40 m.
- Une longueur de 26.10 m.

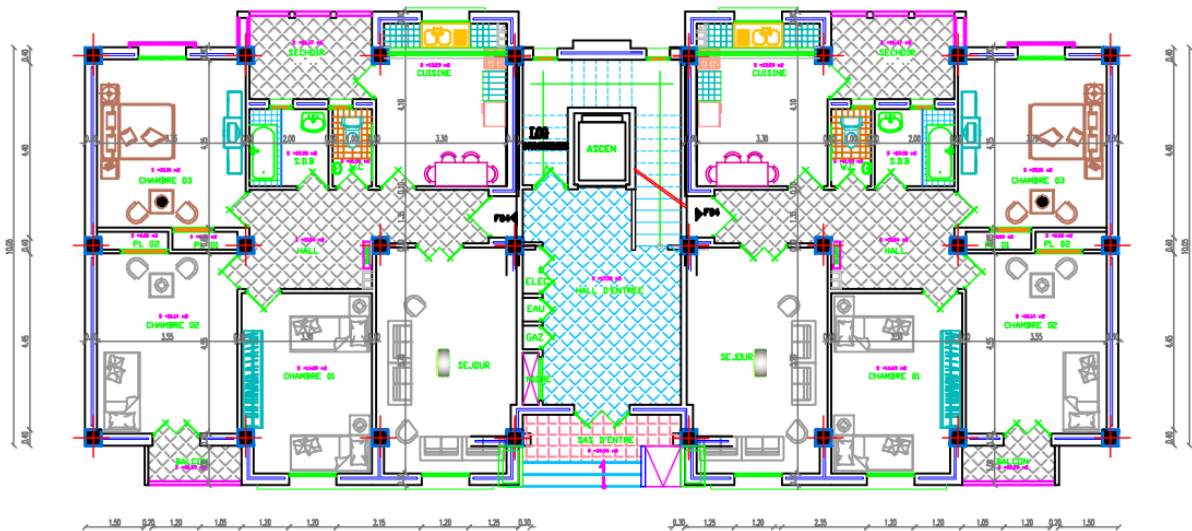


Figure I. 3: Plan de rez de chaussée.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

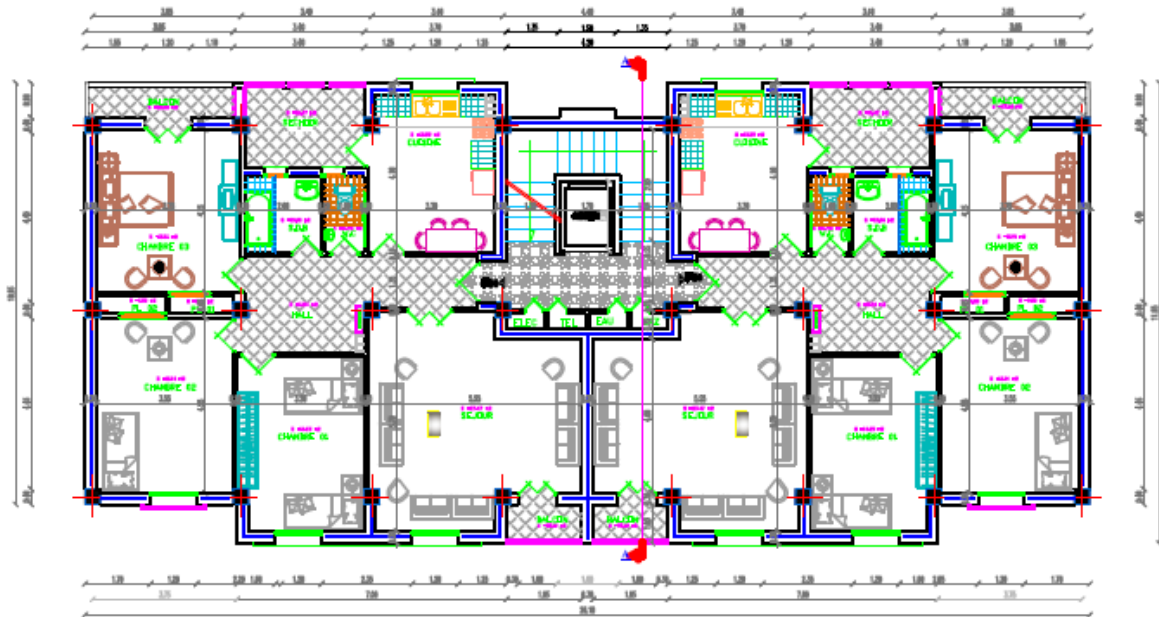


Figure I. 4: Plan du 1ere étage.

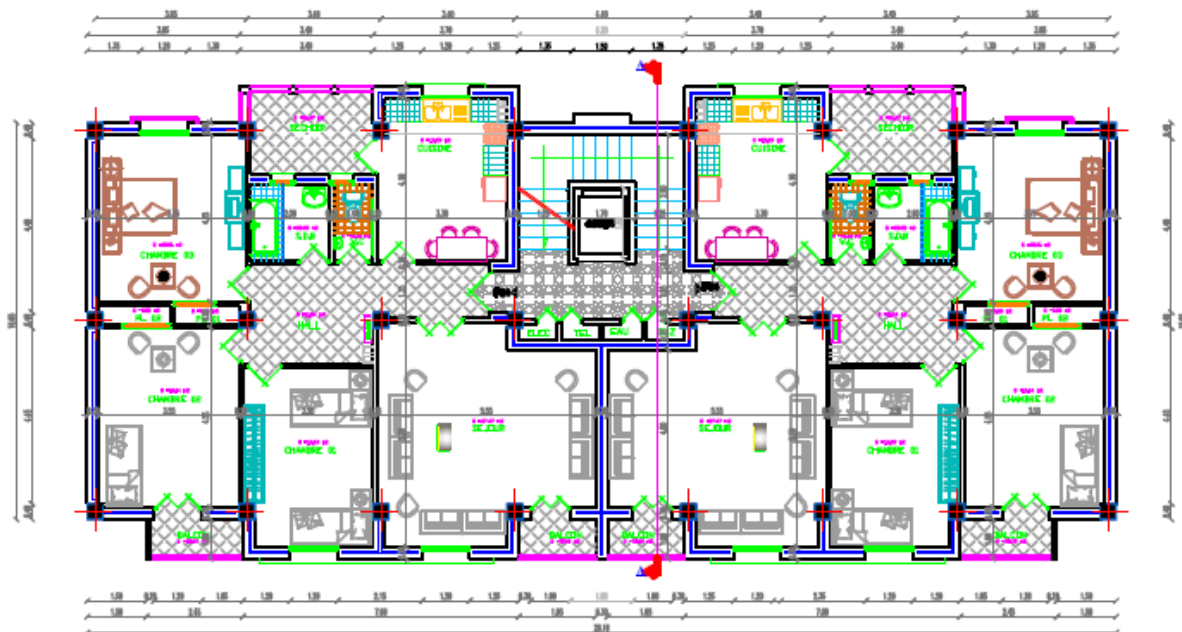


Figure I. 5: Plan étage (2ème, 3ème, 4ème, 5ème).

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

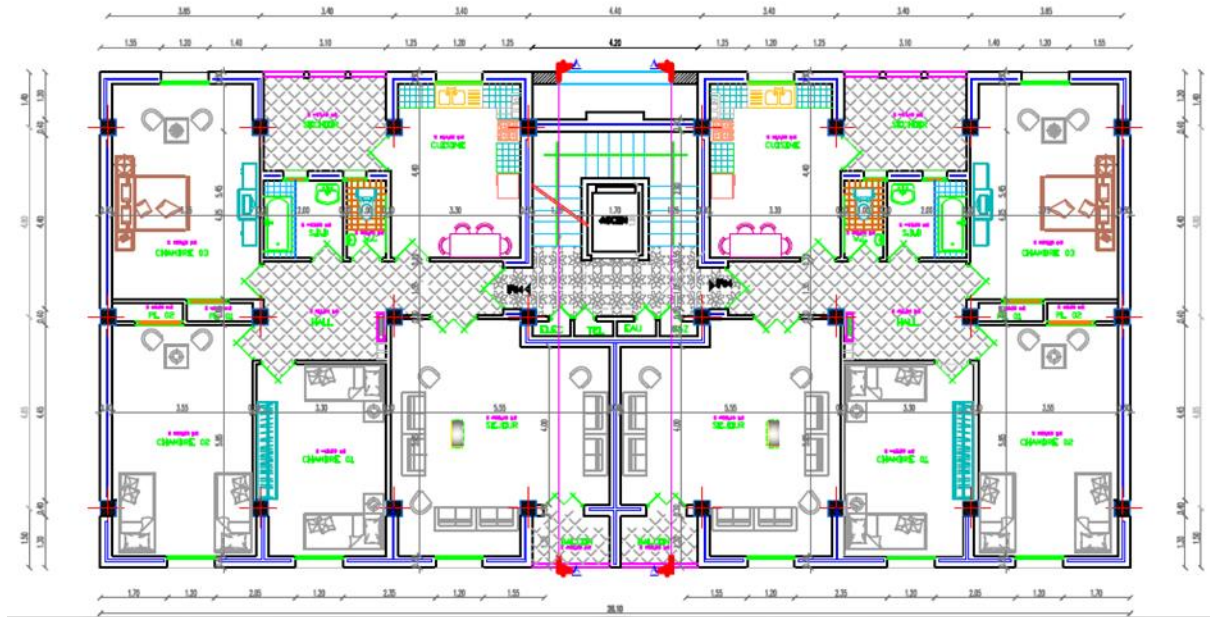


Figure I. 6: Plan du 6 et 7 ème étage.

I. 2. 2. Dimensions en élévation :

Hauteur de RDC :	4.08 m.
Hauteur d'étage courant :	3.06 m.
Hauteur totale de bâtiment :	25.50 m.
Hauteur de l'acrotère :	0.70 m.
Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère :	26.20 m.

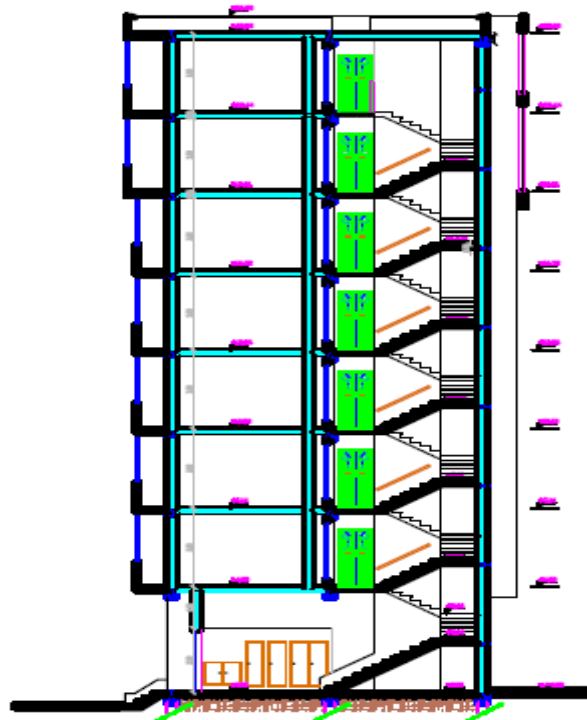


Figure I. 7: Coupe A-A.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET.

I. 2. 3. Système structural :

La structure choisie est contreventée par un système mixte (voile-portique) pour mieux reprendre les efforts sismiques et pour une meilleure rigidité.

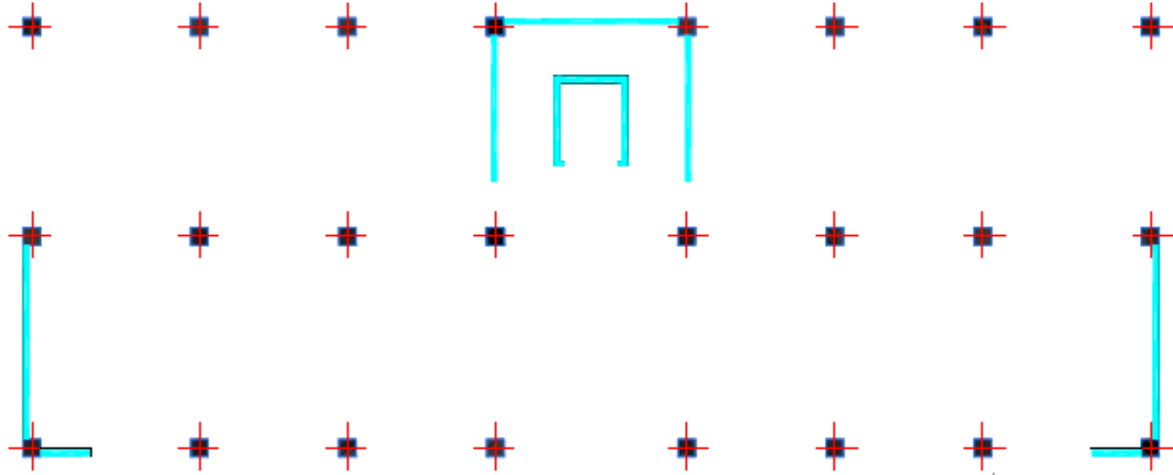


Figure I. 8: Disposition des voiles du bâtiment.

I. 3. CARACTERISTIQUES DU SITE D'ASSISE :

Le sol d'assise de la construction est considéré comme meuble d'après le rapport du laboratoire (le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Filiale Est Unité de) daté 09/09/2012 le taux travail du sol est de :

- La contrainte étudiée du sol est $\delta_{sol} = 1.7$ bar pour une profondeur de 1.5 m.
- Le poids spécifique de terre $\gamma_h = 1.8$ t/m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$

La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I. 4. LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE :

I. 4. 1. Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux avec deux fonctions principales, la séparation des différents niveaux et pour résister aux différentes charges et surcharges, dans notre projet nous avons choisi (02) deux types de planchers :

- Plancher en corps creux « 16+4 cm » pour le rez de chaussée et les différents étages(7étages).
- Plancher dalle pleine pour les escaliers et les balcons.

I. 4. 2. La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse :

- Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique creuses de (Celle de l'intérieur de 10cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15cm d'épaisseur) séparées par un vide de 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET.

- Les murs intérieurs (cloisons de séparation) sont faits en simple paroi de briques de 10 cm d'épaisseur.

I. 4. 3. Terrasse :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

I. 4. 4. L'acrotère :

- Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 70 cm d' hauteur et de 10 cm d'épaisseur.
- Le but de l'acrotère a pour l'évacuation des eaux pluviales et donner la sécurité.

I. 4. 5. Revêtements :

a. Terrasse :

- Protection gravillon.
- Etanchéité multicouche.
- Forme de pente.
- Isolation thermique.
- Enduit en plâtre.

b. Étage courant :

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Enduit en plâtre.

c. Murs extérieurs (double paroi) :

- Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

I. 4. 6. Escaliers :

Sont des éléments non structuraux qui permettent le passage d'un niveau à un autre, le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à trois volées et deux paliers. Les escaliers sont fabriqués en béton armé coulé sur place.

I. 4. 7. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour 4 personnes.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

I. 4. 8. Fondation :

Les fondations sont des semelles filantes sous voiles et semelles isolées.

I. 4. 9. Balcon :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine, ce sont des éléments non structuraux.

I. 4. 10. Ossature contreventée :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques »

Note : Choix du système de contreventement.

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone II. Le contreventement par portique est donc écarté (**Art. 1-b du RPA99/version 2003**) [4] et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

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

I. 5. REGLES DE CALCUL :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Régles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48**).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (**BAEL 91**).
- Initiation au Béton Armé (**Règles BAEL91**).

I. 6. METHODOLOGIE DE CALCUL :

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel **ROBOT**.
- Définitions des différentes charges statiques **G** et **Q**.
- Définition des charges statiques et dynamiques **Ex**, **Ey**.

Calculs et vérifications selon le **BAEL91** et le **RPA99 version2003**.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

I. 7. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

I. 7. 1. Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPA 325 avec un dosage de 350 kg/m³.

La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Par exemple Pour 1m³ il nous faut :

- 350 kg du ciment (CPA-325, CRS).
- 400 litres de sable « $D \leq 5\text{mm}$ ».
- 800 litres de gravier « $10\text{ mm} \leq D \leq 30\text{ mm}$ ».
- 180 litres de l'eau de gâchage.

Le béton ordinaire est constitué en générale de :

- Pâte pure : (Ciment, Eau et air).
- Granulats : (Ciment, Eau et Air).
- Produits d'addition eventual (Adjuvants).

I. 7. 1. 1. Résistance du béton :

a. Résistance à la compression (BAEL 91Art A. 2.1.1.2) [1] :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Le plus souvent la résistance est mesurée à l'Age de 28 jours f_{c28} .

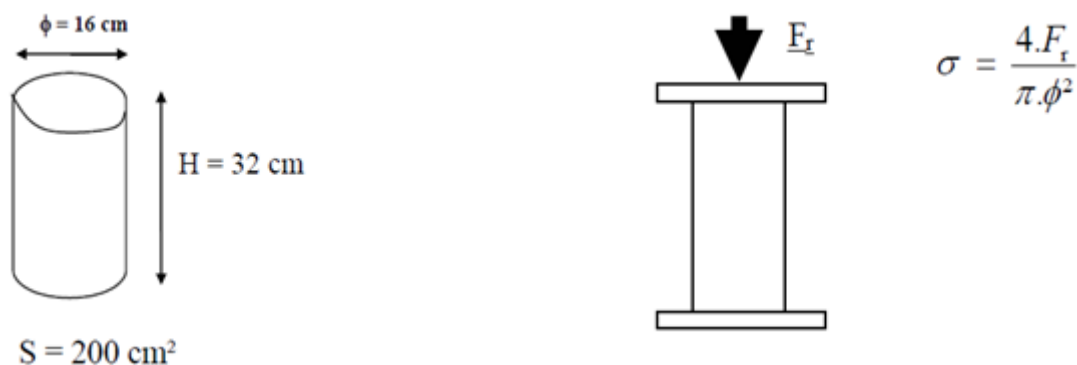


Figure I. 9: Essai de compression.

Selon les règles de **BAEL91 (Art A.2.1.11) [1]** la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} & \text{pour } f \leq 40\text{MPa (j < 28).} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \times j} \times f_{c28} & \text{pour } f \geq 40\text{MPa (j > 28).} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{pour (j > 28).} \end{array} \right.$$

- f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.
- f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jour

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier, Dans ce projet on adopte : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance à la traction (BAEL 91 Art A. 2.1.1.2) [1] :

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression avec une mauvaise résistance à la traction, mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28}

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours désignés par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- f_{cj} : la résistance à la compression à « j » jour.

I. 7. 1. 2. Module de déformation longitudinale :

a. Module de déformation longitudinale instantané : (BAEL91 Art A.2.1. 2.1) [1]

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton de j jours est égal :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} = 11000 \times (25)^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}.$$

- i : instantané.
- j : jour.

b. Module de déformation longitudinale différé : (BAEL91 Art A.2.1. 2.2) [1]

Le module de déformation longitudinal différée du béton « E_{vj} » à « j » jours du au fluage et le retrait est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} = 3700 \times (25)^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa}.$$

c. Module de déformation transversale : (CBA Art A.2.1.3) [2]

$$G = \frac{E}{2(2\nu + 1)} \text{ (Module de glissement)}$$

Avec:

- E: module de Young.
- ν : Coefficient de poisson.

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversal}}{\text{déformation longitudinale}}$$
$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d_0}}{\frac{\Delta L}{L_0}} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

- Pour le calcul des sollicitations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0.
- Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.2.

d. Contraintes limites de calcul :

➤ Contraintes à l'état limite ultime (ELU) : (BAEL91 Art A.4. 3.4) [1]

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà duquel il y a ruine de l'ouvrage.

$$\sigma_b = f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

- f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.
- γ_b : Coefficient de sécurité :
 $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.
 $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.
- θ : dépend de la durée d'application des charges.
 $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24h.
 $\theta = 0.9$: lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.
 $\theta = 0.85$: lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Dans notre cas on : ($\theta = 1$)

$$\begin{cases} f_{bu} = 14,166 \text{ MPa} & \text{pour : } \gamma_b = 1,5 \\ f_{bu} = 18,478 \text{ MPa} & \text{pour : } \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

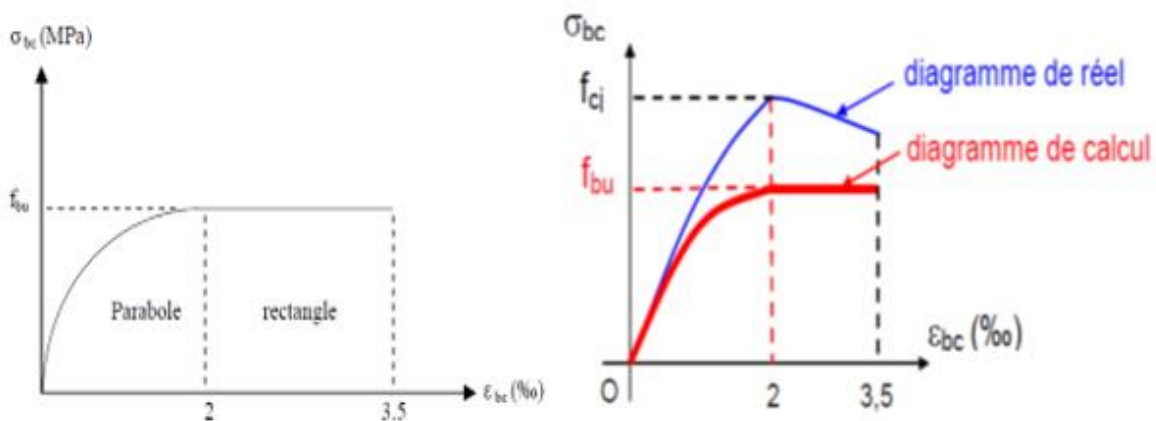


Figure I. 10: Diagramme contrainte déformation du béton.

➤ Contraintes à l'état limite de service (ELS) : (BAEL 91 Art A.4.5.2) [1]

Contrainte admissible de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

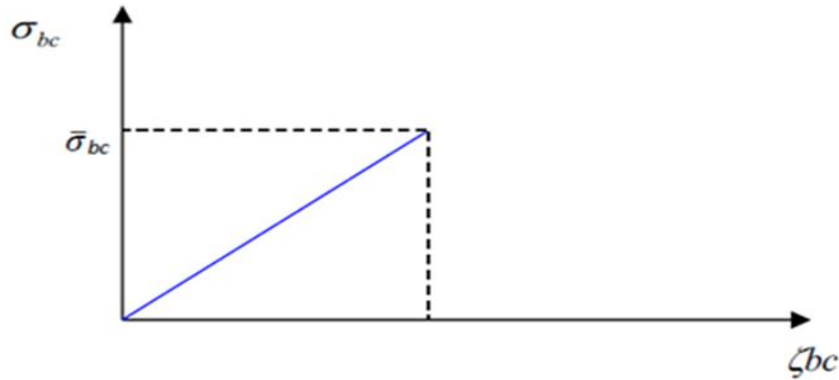


Figure I. 11: Diagramme contraintes déformation à l'ELS.

➤ Contrainte ultime du béton au cisaillement :(BAEL91 Art A.5.1.2) [1]

La contrainte de cisaillement ultime pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable.}$$

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

- $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Fissuration peu préjudiciable.
- $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

I. 7. 2. L'acier :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent Par leur nuance et leur état de surface « barres lisses et a haute adhérence ». Ces aciers sont livrés en barres de 12 m à 15 m avec des diamètres qui varient de : « 6,8,10,12,14,16,20,25,32,40 ».

I. 7. 2. 1. Module d'élasticité des aciers longitudinale :(BAEL91 Art A.2.2.1) [1]

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

I. 7. 2. 2. Caractéristiques mécaniques :

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e , Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

a. Aciers en barres :

Tableau I. 1: Limite élastique en fonction du type d'acier.

Caractéristiques	Type d'acier			
	Lisses		A haute adhérence (Symbole HA)	
Denomination	f_e E215	f_e E235	f_e E400	f_e E500
Limite élastique f_e (MPa)	215	235	400	500
Resistance a la rupture σ_r (MPa)	≥ 330	≥ 410	≥ 480	≥ 550

b. Treillis soudés :

Tableau I. 2: Limite élastique en fonction du type de Treillis soudés.

Caractéristiques	Type de treillis	
	Lisses (T.S.L)	A haute adhérence (Symbole T.S.H.A)
Denomination	500(tous diamètres)	50(tous diamètres)
Limite élastique f_e (MPa)	550	550
Resistance a la rupture σ_r (MPa)	8%	8%

I. 7. 2. 3. Les contraintes limites de calcul :

a. Les contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{F}{\gamma_s}$, $\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

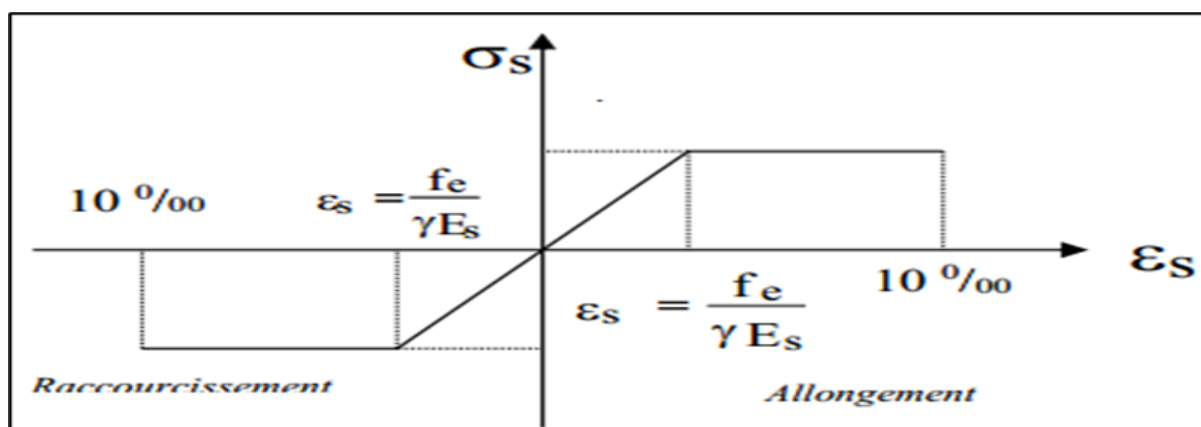


Figure I. 12: Diagramme contraintes-déformations.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

Pour notre cas : FeE400 → Fe = 400MPa

- Cas général : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.
- Cas accidentel : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$.

b. Les contraintes limites à l'état limite service (ELS) :

- Fissuration peu nuisible (BAEL91 Art A.4.5.3.2) [1] :

Aucune vérification n'est requise : $\overline{\sigma}_s = f_e$.

- Fissuration préjudiciable (BAEL91 Art A.4.5.3.3) [1] :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable (BAEL91 Art A.4.5.3 .4) [1] :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration :

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

I. 7. 2. 4. Coefficient équivalence (CBA93 art A.4.5.1) [2] :

Le coefficient d'équivalence noté (n) est le rapport de $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

- E_s : Module de déformation de l'acier,
- E_b : Module de déformation du béton

I. 7. 2. 5. Enrobage (protection de l'acier) :

L'enrobage des armatures représente la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (cadre, étriers, épingles, armature de peau, etc).il doit être suffisant pour garantir :

- La bonne protection de l'acier.
- Contre la corrosion.
- La bonne transmission des efforts d'adhérence.
- Une résistance au feu.

Dans le but de prémunir les armatures des efforts d'intempéries et d'agents agressif, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les parois situées dans les locaux.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

I. 8. ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

I. 8. 1. Actions :

I. 8. 1. 1. Actions permanentes :

Ces actions représentées par « G » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Les poussés et les pressions des terres.
- Les déformations imposées à la construction « retrait tassement différentiels les appuis ».

I. 8. 1. 2. Actions variables :

Ces actions représentées par « Q » sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige ».
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

I. 8. 1. 3. Actions accidentelles :

- Séismes.
- Effet des chocs « explosion ».

I. 8. 2. Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la Structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : « N ».
- Effort tranchant : « V ».
- Moment fléchissant : « M ».
- Couple de torsion : « T ».

I. 9. Hypothèses de calcul des sections en béton armé :

I. 9. 1. À l'état limite ultime (ELU) :

- H 1 : « Hypothèse de NAVIER_BERNOULLI » Les sections droites restent planes après déformation.
- H 2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- H3 : La résistance à la traction du béton est négligée à cause de la fissuration.
- H4 : Le raccourcissement relatif du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion à 2 ‰ en compression simple.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET.

- H5 : L'allongement relatif de l'acier est limité à 10 %.
- H6 : Les matériaux « Acier béton » sont considérés dans leur comportement plastique.
- H7 : Le diagramme de déformation d'une section droite satisfait la règle des trois pivots décrits dans le règlement « BAEL91 ».

I. 9. 2. À l'état limite de service (ELS) :

Les trois premières hypothèses sont conservées de plus :

- H4 : Le béton et acier sont considérés comme des matériaux linéairement Elastiques.
- H5 : Par convention le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et béton (CBA93 Art A.4.5.1) [2].

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I. 10. CONCLUSION :

Les tableaux ci-dessous récapitulatif les différentes caractéristiques du béton utilisées pour nos calculs :

Tableau I. 3: Caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	18.48 MPa
		Situation accidentelle	14.16 MPa
	ELS		15 MPa
Module de déformation	Instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.78 MPa

Tableau I. 4: Caractéristiques mécaniques des aciers.

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	347.82 MPa
		Situation accidentelle	363.63 MPa
	ELS	Fissuration peu préjudiciable	400 MPa
		Fissuration préjudiciable	201.63 MPa
		Fissuration très préjudiciable	164.97 MPa

**CHAPITRE II :
PREDIMENSIONNE
MENT ET
DESCENTE DE
CHARGE.**

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

II. 1. INTRODUCTION :

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

- Eléments structuraux : Poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et rampes.

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le :

- BAEL 91 modifiée en 99[1]
- CBA93[2].
- RPA99 version 2003[3].
- DTR BC.2.2.[4]

II. 2. LA PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :

II. 2. 1. Les planchers :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments Porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour notre bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

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

II. 2. 1. 1. Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de :

- Corps creux (hourdis).
- Poutrelles
- Dalle de compression
- Treillis soudé

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

a. Condition de résistance au feu :

D'après le BAEL91 [1] :

- $e = 07 \text{ cm.}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.
- $e = 11 \text{ cm.}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.
- $e = 17.5 \text{ cm.}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e = 15 \text{ cm.}$

b. Condition acoustique :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, on adopte une épaisseur de : $e = 16 \text{ cm}$.

c. Condition de résistance à la flèche : (CBA93 Art B.6.8.4.4.2.4) [2]

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le CBA93 comme suit :

$$\text{Avec : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

- h_t : Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.
- $L_{\max}$: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = \min(L_x(\max) ; L_y(\max))$$

$$L_{\max} = \min(4.45 ; 4.00)$$

D'après la disposition des poutrelles choisie :

$$L_{\max} = 4.00 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{4.00}{22.5} = 0.177 \text{ m} = 17.7 \text{ cm}.$$

On opte pour la hauteur du plancher $h_t = (16 + 4) = 20 \text{ cm}$ tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de Compression.

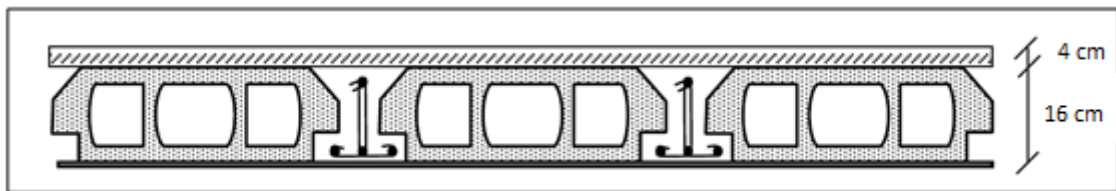


Figure II. 1: Planchers à corps creux.

II. 2. 1. 2. Les poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

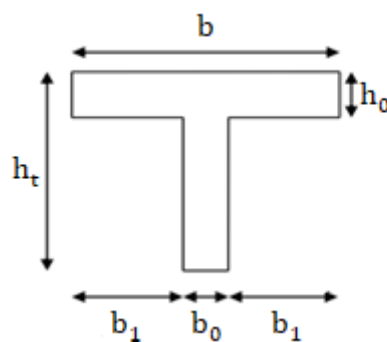


Figure II. 2: Schéma des poutrelles.

Avec :

- h_t = Hauteur totale de la poutrelle.
- h_0 = Epaisseur de la dalle de compression.
- b = Largeur de la nervure.
- b_0 = Largeur de la nervure.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

- b_1 = L'âme de section .

a. Dimensionnement des poutrelles : [6]

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre

$$b_0 = (0.3 \text{ à } 0.6)h_t \Rightarrow b_0 = (0.3 \text{ à } 0.6)20 = b_0 = (6 \text{ à } 12) \text{ cm.}$$

On prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

b. Détermination de la largeur de la table de compression (CBA93 A.4.1.3) [2]

Leur dimension déterminée comme suite :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} \right).$$

$$L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm} .$$

L : Représente la distance entre poutrelles.

$L_{\max}$: Représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{\max} = 400\text{cm}$).

$$b_1 \geq \min \left(\frac{55}{2} ; \frac{400}{10} \right).$$

$$b_1 \geq \min (27.5 ; 40)$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm.}$$

On adopté: $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

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

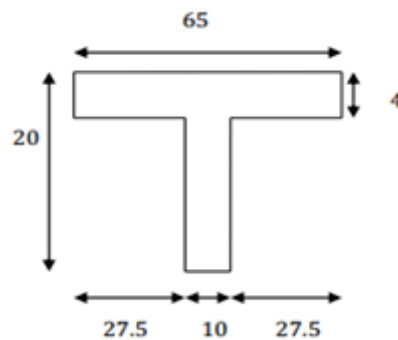


Figure II. 3: Dimensions des poutrelles.

II. 2. 1. 3. Plancher à dalle pleine :

La dalle pleine est un élément porteur horizontal repose sur certain nombre d'appuis.

L_x et L_y sont des portées d'un panneau de dalle avec L_x est la petite portée.

L'épaisseur des dalles est déterminée par les critères suivants :

a. Critère de la résistance à la flexion : [6]

- $e \geq L_x/20 \Rightarrow$ Pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30 \Rightarrow$ Pour une dalle sur 02 appuis.
- $L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \Rightarrow$ Pour une dalle sur 03 ou 04 appuis si $\rho < 0.4$.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \Rightarrow$ Pour une dalle sur 03 ou 04 appuis si $\rho \geq 0.4$.

b. Critère de résistance au feu : [6]

- $e > 7 \text{ cm} \Rightarrow$ Pour une (01) heure de coupe de feu.
- $e > 11 \text{ cm} \Rightarrow$ Pour deux (02) heures de coupe de feu.
- $e > 17.5 \text{ cm} \Rightarrow$ Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

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

c. Critère d'isolation phonique :

Selon les règles techniques CBA93 en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 15 cm.

❖ Type 01 : Dalle pleine repose sur deux (02) appuis :

$$\begin{cases} L_x = 1 \text{ m} \\ L_y = 2.45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1}{2.45} = 0.408 > 0.4 .$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30} \Rightarrow 2.8 \text{ cm} \leq e \leq 3.33 \text{ cm}$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $e = 15 \text{ cm}$.

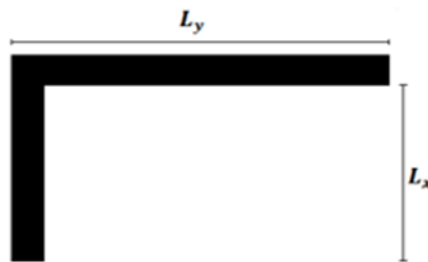


Figure II. 4: Dalle sur deux (02) appuis.

❖ Type 02 : Dalle pleine repose sur trois (03) appuis :

$$\begin{cases} L_x = 0.9 \text{ m} \\ L_y = 3.55 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{0.9}{3.55} = 0.25 < 0.4$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{90}{50} \leq e \leq \frac{90}{40} \Rightarrow 1.8 \text{ cm} \leq e \leq 2.25 \text{ cm}$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $e = 15 \text{ cm}$.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

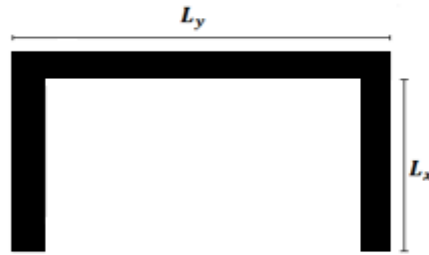


Figure II. 5: Dalle sur trois (03) appuis.

Type 03 : Dalle pleine repose sur quatre (04) appuis :

$$\begin{cases} L_x = 1 \text{ m} \\ L_y = 3.55 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1}{3.55} = 0.28 < 0.4$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{100}{50} \leq e \leq \frac{100}{40} \Rightarrow 2 \text{ cm} \leq e \leq 2.5 \text{ cm}$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $e = 15 \text{ cm}$.

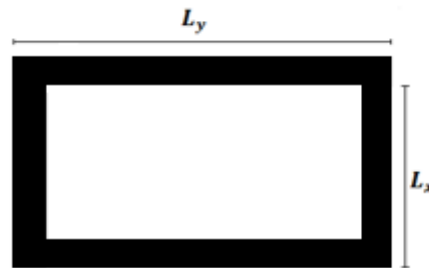


Figure II. 6: Dalle sur quatre (04) appuis.

❖ **Type 04 : Dalle pleine pour le hall d'ascenseur :** (Dalle pleine repose sur trois (03) appuis)

$$\begin{cases} L_x = 1.8 \text{ m} \\ L_y = 4.21 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.8}{4.21} = 0.42 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \Rightarrow 4 \text{ cm} \leq e \leq 4.5 \text{ cm}$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $e = 15 \text{ cm}$.

II. 2. 2. Les escaliers :

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

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

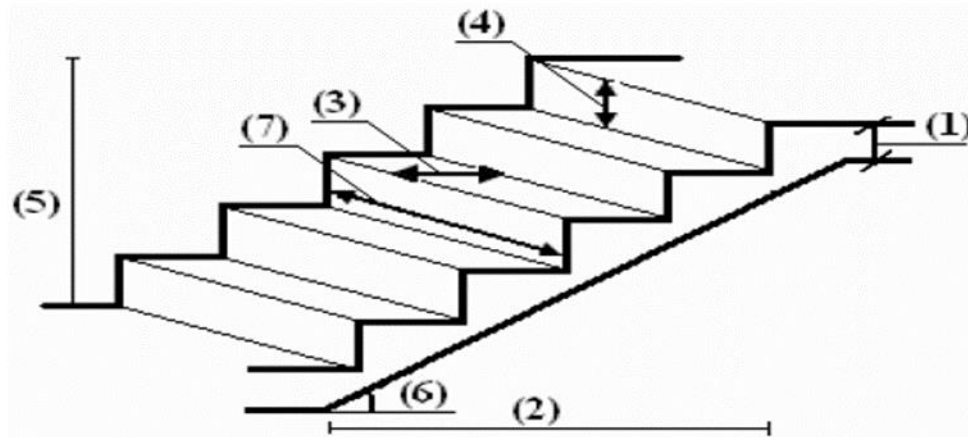


Figure II. 7: Schéma de l'escalier.

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos).
- (2) : L (Longueur totale d'escalier).
- (3) : g (Giron).
- (4) : h (Hauteur du contre marche).
- (5) : H_v (Hauteur de la volée).
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse).
- (7) : (Emmarchement).

Dans notre projet on distingue un seul type d'escaliers :

Escaliers droits à trois volées au niveau de la cage d'ascenseur (Figure II.8).

Palier intermédiaire

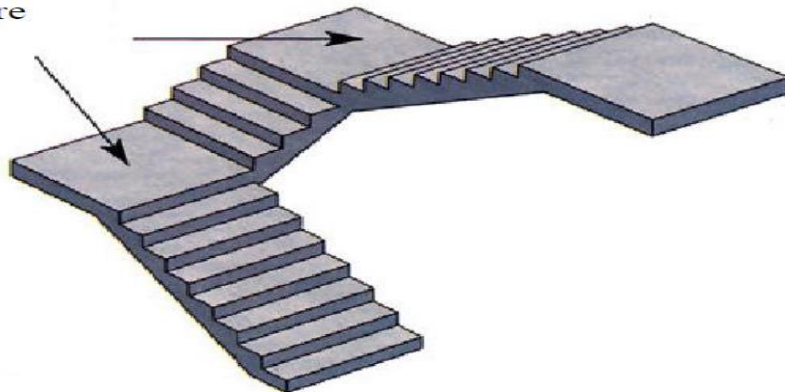


Figure II. 8: Escalier à trois volées.

a. Pré dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches « g », et des contre marches « h » on utilise généralement la formule de « **blondel** »

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

- N_c : Nombre des contres marches,
- n : Nombre des marches $n = N_c - 1$.
- h : Hauteur de contre marche (varié de 14 à 20 cm),
- g : Hauteur de la marche (varié de 22 à 33 cm).

On prend : $g = 30\text{ cm}$, $h = 17\text{cm}$.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

$$g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm} \dots \dots \text{CV.}$$

b. Schéma statique de volée :

H_v : La hauteur de la volée.

L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier d'arrivée.

L : longueur projetée de la volée.

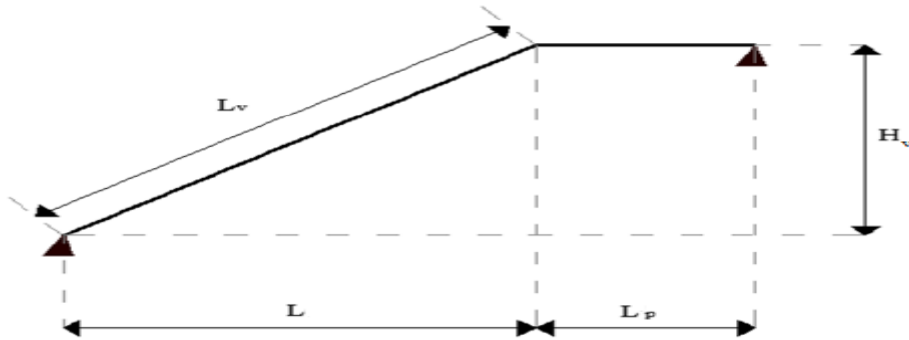


Figure II. 9: Schéma statique de volée.

❖ Pour RDC:

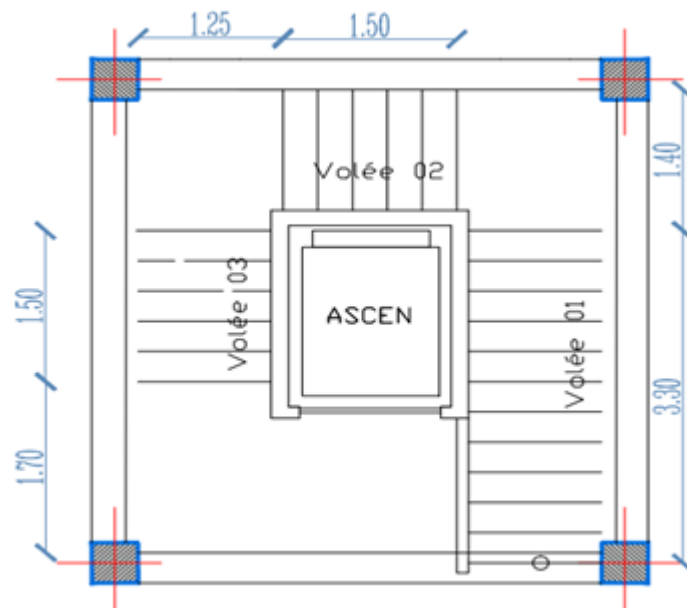


Figure II. 10: Vue en plan d'escalier type 1.

❖ Volée 01 :

Nombre des contres marches :

$$H_v = 2.04\text{m} = 204 \text{ cm}$$

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{204}{17} = 12 \text{ (Contre marche).}$$

Nombre des marches :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

$$n = N_c - 1 = 12 - 1 = 11(\text{Marche}).$$

Inclination de la pailleasse :

$$L = 3.30 \text{ m} = 330 \text{ cm}.$$

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L} = \frac{204}{330} = 0.618 \rightarrow \alpha = 31.723^\circ$$

La longueur de volée:

$$\sin \alpha = \frac{H_v}{L_v} \rightarrow L_v = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \frac{204}{\sin 31.723} = 387.790 \text{ cm}$$

$$L_v = 387.790 \text{ cm}.$$

L'épaisseur de la pailleasse :

$$L_{\max} = L_v + L_p \rightarrow L_{\max} = 387.790 + 140 = 527.79 \text{ cm}.$$

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow \frac{527.79}{30} \leq e \leq \frac{527.79}{20}$$

$$17.593 \text{ cm} \leq e \leq 26.389 \text{ cm}.$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

❖ Volée 02 :

Nombre des contres marches:

$$H_v = 1.02 \text{ m} = 102 \text{ cm}$$

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{102}{17} = 6 (\text{Contre marche}).$$

Nombre des marches :

$$n = N_c - 1 = 6 - 1 = 5 (\text{Marche}).$$

Inclinaison de la pailleasse:

$$L = 1.5 \text{ m} = 150 \text{ cm}.$$

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.215^\circ$$

La longueur de volée:

$$\sin \alpha = \frac{H_v}{L_v} \rightarrow L_v = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \frac{102}{\sin 34.215} = 181.397 \text{ cm}$$

$$L_v = 181.397 \text{ cm}.$$

L'épaisseur de la pailleasse:

$$L_{\max} = L_v + L_p \rightarrow L_{\max} = 181.397 + 125 = 306.397 \text{ cm}.$$

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow \frac{306.397}{30} \leq e \leq \frac{306.397}{20}$$

$$10.213 \text{ cm} \leq e \leq 15.319 \text{ cm}.$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

❖ Volée 03 :

Nombre des contres marches :

$$H_v = 1.02 \text{ m} = 102 \text{ cm}$$

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{102}{17} = 6 (\text{Contre marche}).$$

Nombre des marches :

$$n = N_c - 1 = 6 - 1 = 5 (\text{Marche}).$$

Inclinaison de la pailleasse :

$$L = 1.50 \text{ m} = 150 \text{ cm}.$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.215^\circ$$

La longueur de volée:

$$\sin \alpha = \frac{H_v}{L_v} \rightarrow L_v = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \frac{102}{\sin 34.215} = 181.397 \text{ cm}$$

$$L_v = 181.397 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$L_{\max} = L_v + L_p \rightarrow L_{\max} = 181.397 + 170 = 351.397 \text{ cm.}$$

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow \frac{351.397}{30} \leq e \leq \frac{351.397}{20}$$

$$11.71 \text{ cm} \leq e \leq 17.56 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm.}$

❖ **Pour étages courants:**

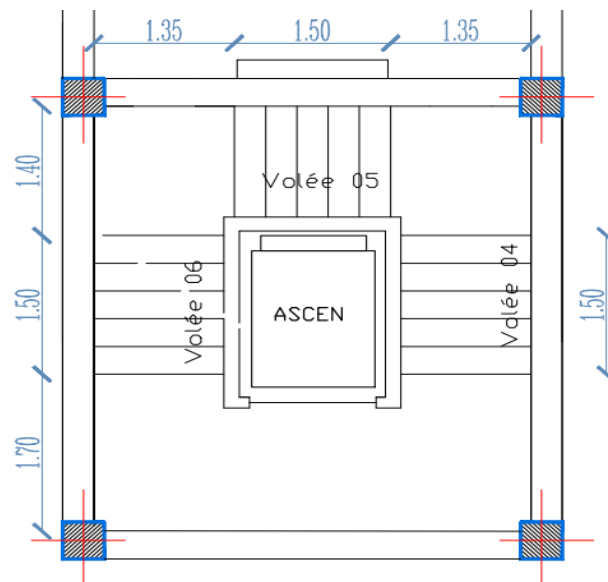


Figure II. 11: Vue en plan d'escalier type 2.

❖ **Volée 04 :**

Nombre des contres marches :

$$H_v = 1.02 \text{ m} = 102 \text{ cm}$$

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ (Contre marche).}$$

Nombre des marches :

$$n = N_c - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ (Marche).}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$L = 1.5 \text{ m} = 150 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

La longueur de volée:

$$\sin \alpha = \frac{H_v}{L_v} \rightarrow L_v = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \frac{102}{\sin 34.21} = 181.4 \text{ cm}$$

$$L_v = 181.4 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$L_{\max} = L_v + L_p \rightarrow L_{\max} = 181.4 + 140 = 321.4 \text{ cm.}$$

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow \frac{321.4}{30} \leq e \leq \frac{321.4}{20}$$

$$10.71 \text{ cm} \leq e \leq 16.07 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm.}$

II. 2. 3. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est un rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture. L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
- Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

Evaluation des charges de calcul :

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

$$\gamma_b = 25000 \text{ N/m}^3.$$

$$S = (0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + \left[0.1 \times \left(\frac{0.12}{2} \right) \right] = 0.0844 \text{ m}^2.$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.0844 = 2.11 \text{ N/ml.}$$

Avec :

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- $G_{\text{Enduit ciment}} = 0.03 \times 18000 = 0.54 \text{ KN/ml.}$

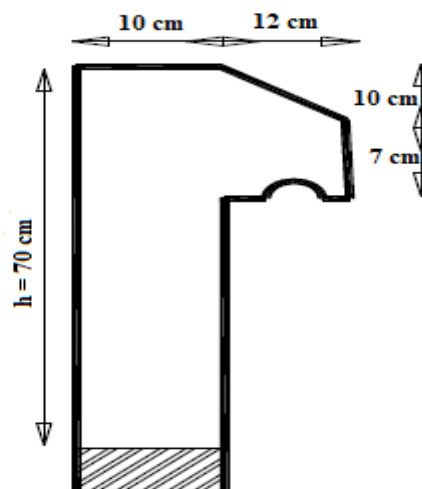


Figure II. 12: Coupe en élévation de l'acrotère.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Tableau II. 1: évaluation de charge de l'acrotère.

Désignation	h (m)	Surface (m)	Poids (KN/ml).		Poids propre Totale G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q (KN /ml)
			Acrotère (e = 10 cm)	Enduit Ciment (e = 3 cm)		
Acrotère	0.7	0.0844	2.11	0.54	2.65	1

II. 3. Les éléments principaux :

II. 3. 1. Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du **BAEL91**, en appliquant les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du **RPA99 (version2003)**.

Les exigences de **RPA** en zone IIa :(**RPA99 Article 7.4.1**) [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b ; h) \geq 25 \\ \min(b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

h_e : Hauteur libre d'étage.

On prend : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.

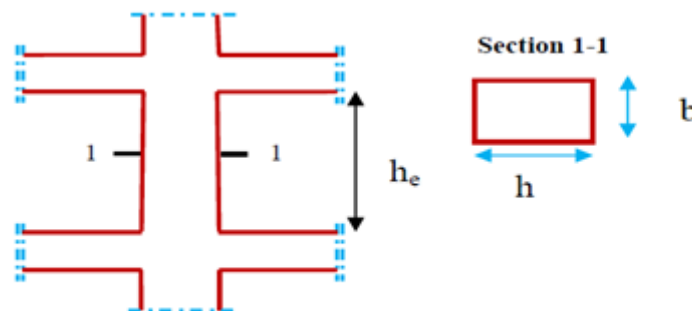


Figure II. 13: Hauteur libre d'étage.

❖ Pour RDC :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} \Rightarrow h_e = 4.08 - 0,4 = 3.68 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b ; h) \geq 25 \Rightarrow 40 \geq 25 \text{ cm} \dots CV \\ \min(b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow 40 \geq \frac{368}{20} \Rightarrow 40 \geq 18.4 \text{ cm} \dots CV \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots CV \end{array} \right.$$

❖ Pour étage courant :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

$$h_e = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}} \Rightarrow h_e = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \min(b; h) \geq 25 \Rightarrow 40 \geq 25 \text{ cm} \dots CV \\ \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow 40 \geq \frac{266}{20} \Rightarrow 40 \geq 13.3 \text{ cm} \dots CV \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots CV \end{cases}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99 (version 2003)** citées ci-dessus. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau II. 2: Section des poteaux préalable.

Etage	RDC	Etage courant
Section (b × h)cm ²	(40 × 40)	(40 × 40)

II. 3. 2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section (b × h) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement se fera selon le **BAEL91 modifié 99** et les vérifications selon le **RPA99 version 2003**.

II. 3. 2. 1. Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

Selon le règlement **BAEL 91 modifié en 1999** les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par **RPA 99 version 2003**.

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

$$(0.3 \times h) \leq b \leq (0.7 \times h)$$

$L_{\max}$: La longueur plus grande portée entre deux appuis (distance entre les nus des poteaux et on choisit la plus grande portée) D'après le (**BAEL B.6.11**) [1].

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre.

a. Détermination de la hauteur « h » :

$$L_{\max} = 4.45 \text{ m} = 445 \text{ cm}.$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29.66 \text{ cm} \leq h \leq 44.5 \text{ cm}.$$

On prend : h = 40 cm .

b. Détermination de la largeur « b » :

$$h = 40 \text{ cm}.$$

$$(0.3 \times 40) \leq b \leq (0.7 \times 40) \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$$

On prend : b = 30 cm .

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

c. Vérification selon le (RPA 99 version 2003 A.7.5.1) [3] :

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (Zone sismique IIa).

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots \dots \dots \dots \text{CV} \\ b_{\max} \leq 1.5 \times h + b_1 \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq (1.5 \times 40) + 40 \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq 100 \text{ cm} \dots \text{CV} \end{cases}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$(b \times h) = (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})$$

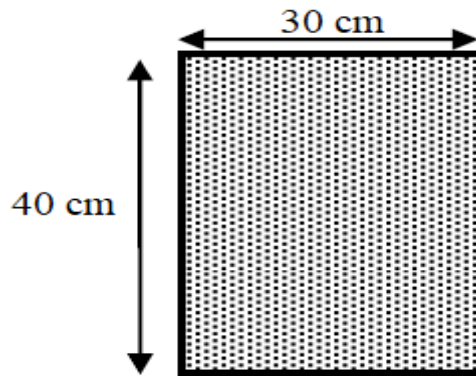


Figure II. 14: la section de poutre principale.

II. 3. 2. 2. Les poutres secondaires (Châînages) :

Dans notre cas la poutre secondaire la plus sollicitée est de longueur : $L_{\max} = 4 \text{ m}$.

a. Détermination de la hauteur « h » :

$$L_{\max} = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}.$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}.$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$.

b. Détermination de la largeur « b » :

$$h = 35 \text{ cm}.$$

$$(0.3 \times 35) \leq b \leq (0.7 \times 35) \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}.$$

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

c. Vérification selon le (RPA 99 version 2003 Article 7.5.1) [3]:

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \dots \dots \dots \dots \text{CV} \\ b_{\max} \leq 1.5 \times h + b_1 \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq (1.5 \times 35) + 40 \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq 92.5 \text{ cm} \dots \text{CV} \end{cases}$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

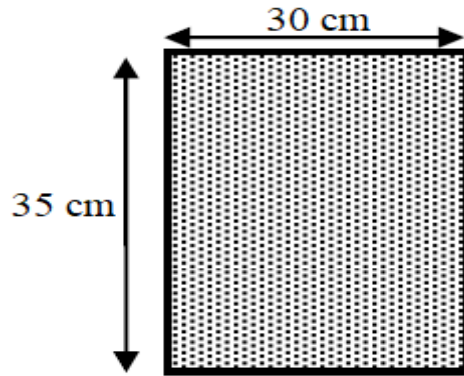


Figure II. 15: la section de poutre secondaire (Chaînage).

II. 3. 3. Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA99 version 2003. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux.

D'après le (RPA99 version 2003 A.7.7.1) [3] :

- Voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $\geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec :
 - L : longueur de voile.
 - a : épaisseur du voile.
- L'épaisseur minimale est de $e_{\min} = 15$ cm .De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $e \geq \max (e_{\min} ; \frac{e_{\min}}{25})$.
- Pour les voiles avec un seul about sur poteau : $e \geq \max (e_{\min} ; \frac{e_{\min}}{22})$.
- Pour les voiles à about libre : $e \geq \max (e_{\min} ; \frac{e_{\min}}{20})$.

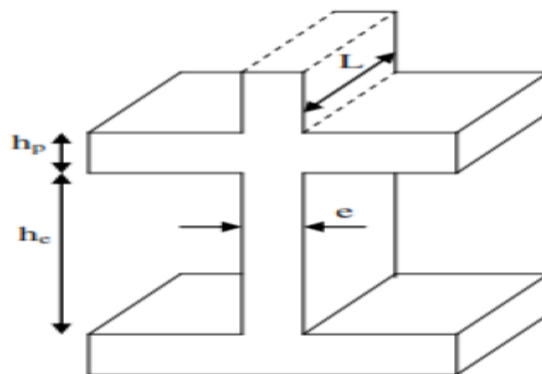


Figure II. 16: Coupe de voile en élévation.

❖ Niveau RDC :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

A partir de la hauteur libre d'étage h_e et de la condition de rigidité aux extrémités suivante :

$$h_e = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}} \rightarrow h_e = 4.08 - 0,4 = 3.68 = 368 \text{ cm.}$$

$$e_{\min} = 15 \text{ cm.}$$

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :

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

$$e \geq \max\left(15 \text{ cm} ; \frac{368}{25}\right) \Rightarrow e \geq \max(15 \text{ cm} ; 14.72 \text{ cm})$$

On prend : $e = 15 \text{ cm.}$

- Pour les voiles avec un seul about sur poteau :

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

$$e \geq \max\left(15 \text{ cm} ; \frac{368}{22}\right) \Rightarrow e \geq \max(15 \text{ cm} ; 16.72 \text{ cm})$$

On prend : $e = 20 \text{ cm.}$

❖ Niveau étage courant :

A partir de la hauteur libre d'étage h_e et de la condition de rigidité aux extrémités suivante :

$$h_e = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}} \rightarrow h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m} = 266 \text{ cm.}$$

$$e_{\min} = 15 \text{ cm.}$$

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux

$$e \geq \max\left(e_{\min} ; \frac{266}{25}\right)$$

$$e \geq \max\left(15 \text{ cm} ; \frac{266}{25}\right) \Rightarrow e \geq \max(15 \text{ cm} ; 10.64 \text{ cm})$$

On prend : $e = 15 \text{ cm.}$

- Pour les voiles avec un seul about sur poteau :

$$e \geq \max\left(e_{\min} ; \frac{266}{22}\right)$$

$$e \geq \max\left(15 \text{ cm} ; \frac{266}{22}\right) \Rightarrow e \geq \max(15 \text{ cm} ; 12.09 \text{ cm})$$

On prend : $e = 20 \text{ cm.}$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

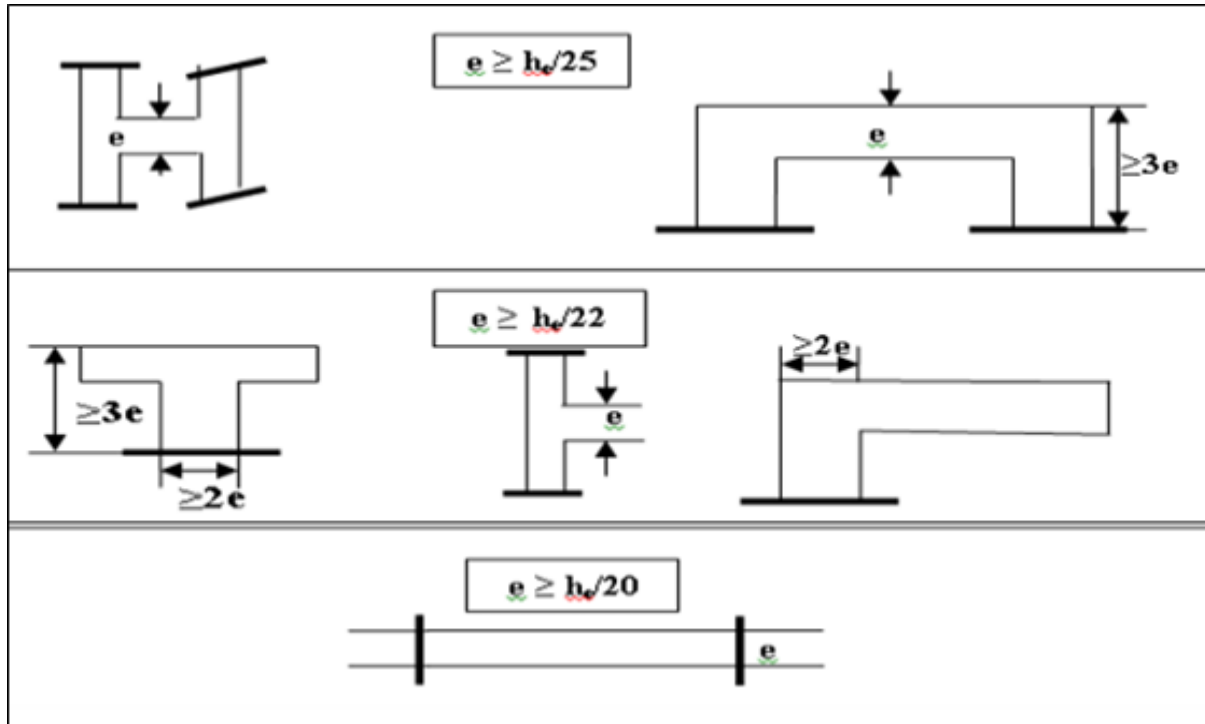


Figure II. 17: Coupes des voiles pour différents cas.

II. 4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Les évaluations de charge et de surcharge sont utilisées pour déterminer la charge et Surcharge due à chaque élément porteur à chaque étage :

II. 4. 1. Maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

Tableau II. 3: Evaluation de charge murs extérieurs.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18000	360
2	Brique 15cm	0.15	9000	1350
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique 10cm	0.10	9000	900
5	Enduit en ciment	0.02	18000	360
Charge permanente totale				$G_t = 2970$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

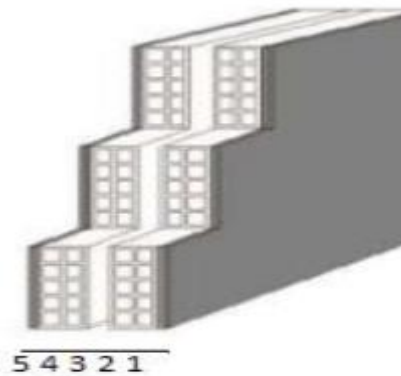


Figure II. 18: Murs extérieurs.

b. Murs intérieurs :

Tableau II. 4: Evaluation de charge murs intérieurs.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\gamma(\text{N/m}^3)$	Charge (N/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18000	360
2	Brique 10cm	0.10	9000	900
3	Enduit en ciment	0.02	18000	360
Charge permanente totale				$G_t = 1620$

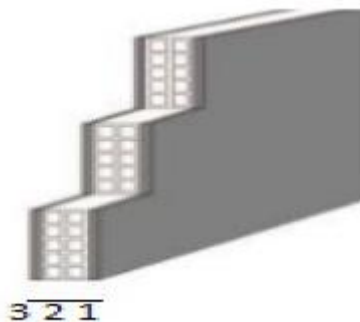


Figure II. 19: Murs intérieurs.

II. 4. 2. Les Planchers :

a. Plancher terrasse :

- 1) Gravillon de protection.
- 2) Etanchéité multicouches.
- 3) Isolation thermique.
- 4) Ecran pare-vapeur.
- 5) Béton de pente.
- 6) Plancher à corps creux.
- 7) Enduit en plâtre.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

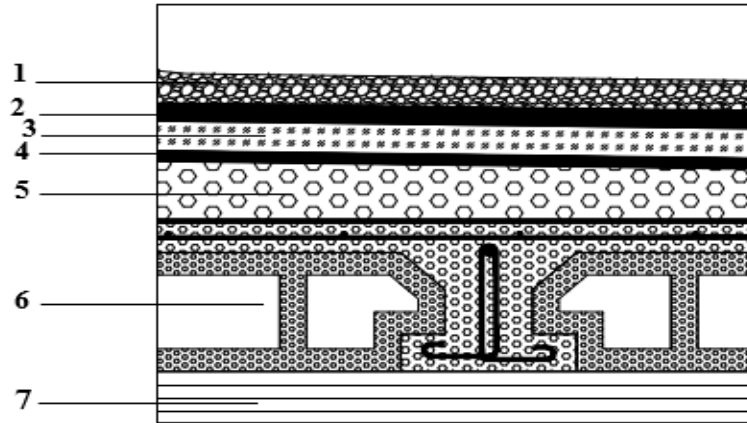


Figure II. 20: Plancher à corps creux de terrasse.

Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2) [4] :

Tableau II. 5: Charge permanente et d'exploitation de terrasse à corps creux.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\gamma(\text{N/m}^3)$	Charge (N/m^2)
1	Gravillon de protection.	0.04	20000	800
2	Etanchéité multicouches.	0.02	6000	120
3	Isolation thermique.	0.04	4000	160
4	Ecran pare-vapeur.	0.01	1000	100
5	Béton de pente.	0.1	22000	2200
6	Plancher à corps creux.	0.2	14000	2800
7	Enduit en plâtre.	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_t = 6290$
Surcharge d'exploitation				$Q_t = 1000$

b. Plancher étage courant :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Plancher à corps creux.
- 5) Enduit en plâtre.

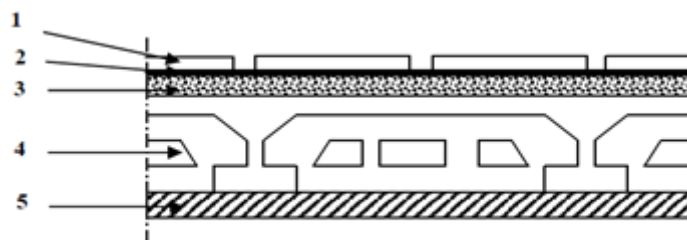


Figure II. 21:Plancher à corps creux étage.

Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2) [4] :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Tableau II. 6: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
	Murs intérieurs	/	/	1620
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Plancher à corps creux	0.2	14000	2800
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_t = 6000$
Surcharge d'exploitation				$Q_t = 1500$

c. Dalle pleine : (Balcon + halle d'ascenseur)

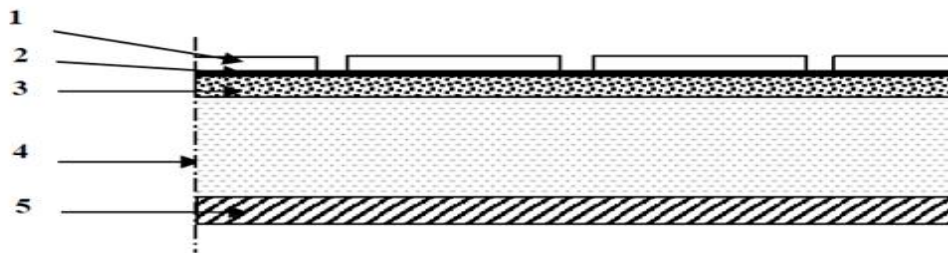


Figure II. 22: Coupe vertical du plancher courant à dalle pleine.

Tableau II. 7: Charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
	Murs intérieurs	/	/	1620
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_t = 6950$
Surcharge d'exploitation				$Q_t = 3500$

II. 4. 3. L'escalier :

II. 4. 3. 1. La paillasse :

a. Paillasse avec une inclinaison de 31.723° :

Tableau II. 8: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse 1.

N°	Désignation		Epaisseur (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	Horizontal	0.02	22000	440
		Vertical	0.02	22000	249.33
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20000	400
		Vertical	0.02	20000	226.67
	Lit de sable		0.02	18000	360

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

3	Poids des marches	0.17/2	25000	2125
4	Poids de la paille	$0.2/\cos\alpha$	25000	5878.202
5	Enduit en plâtre	$0.02/\cos\alpha$	10000	235.128
6	Gardes corps	/	/	600
Charge permanente totale				$G_t = 10559.128$
Surcharge d'exploitation				$Q_t = 2500$

b. Paille avec une inclinaison de 34.21° :

Tableau II. 9: Charge permanente et d'exploitation de la paille (2,3,4,5,6).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m²)
1	Carrelage	Horizontal	0.02	22000
		Vertical	0.02	22000
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20000
		Vertical	0.02	20000
	Lit de sable	0.02	18000	360
3	Poids des marches	0.17/2	25000	2125
4	Poids de la paille	$0.15/\cos\alpha$	25000	4534.558
5	Enduit en plâtre	$0.02/\cos\alpha$	10000	241.843
6	Gardes corps	/	/	600
Charge permanente totale				$G_t = 9177.401$
Surcharge d'exploitation				$Q_t = 2500$

II. 4. 3. 2. Palier de repos :

Tableau II. 10: Charge permanente et d'exploitation du palier de repos.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_t = 5150$
Surcharge d'exploitation				$Q_t = 2500$

II. 5. DESCENTE DE CHARGES :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

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

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II. 5. 1. Loi de dégression : (DTR B. C. 2. 2) [4]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3 on les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous la terrasse :	Q_0
Sous le premier étage à partir du sommet :	$Q_0 + Q_1$
Sous le deuxième étage :	$Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2)$
Sous le troisième étage :	$Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Pour n étage ($n \geq 5$)	$Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante

$\Sigma Q = Q_0$	= 1000 N
$\Sigma Q = Q_0 + Q_1$	= 2500 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2)$	= 3850 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	= 5050 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	= 6100 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	= 7000 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	= 7750 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	= 8455 N

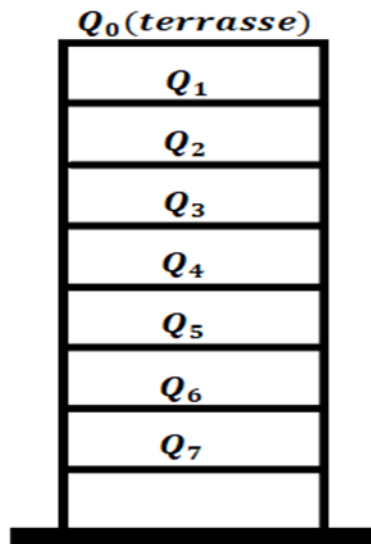


Figure II. 23: Schéma statique de la descente.

Pour la vérification de leur section dans ce cas on prend un type de poteau suivant :

a. Poteau intermédiaire : $(40 \times 40) \text{m}^2$.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

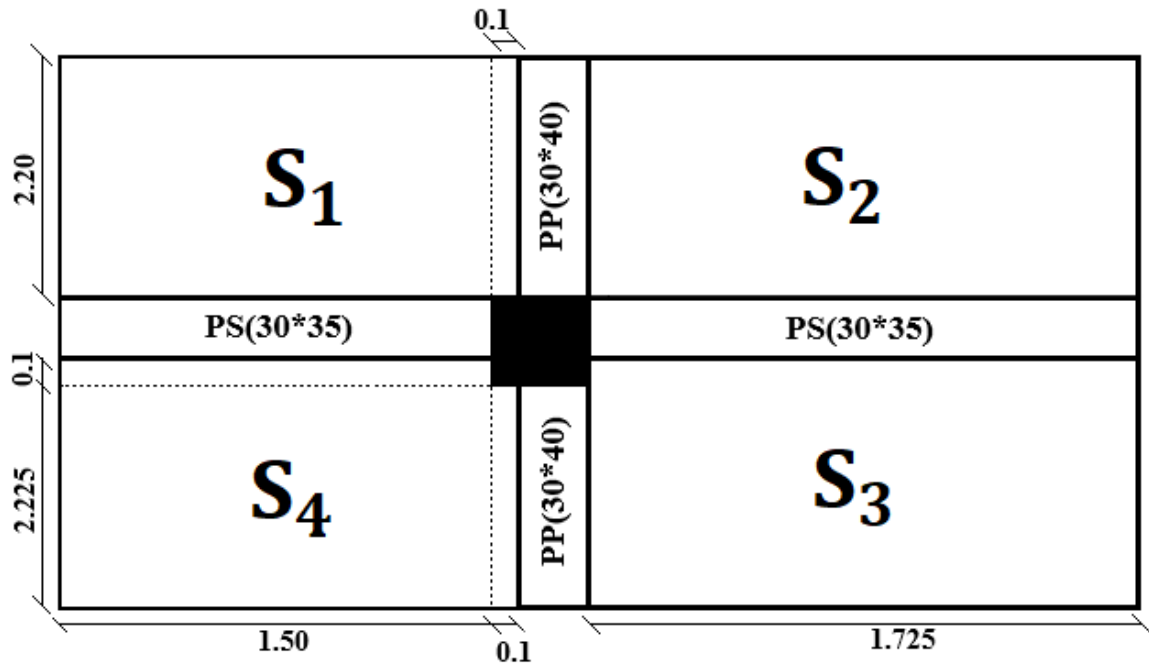


Figure II. 24: Poteau d'intermédiaire.

❖ Surface afférente :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1.6 \times 2.20 = 3.52 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.725 \times 2.20 = 3.795 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.725 \times 2.325 = 4.010 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.6 \times 2.225 + 0.1 \times 0.1 = 3.57 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 3.52 + 3.795 + 4.010 + 3.57 = 14.895 \text{ m}^2$$

❖ Les charges :

- Plancher terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} G = 14.895 \times 6.29 = 93.689 \text{ KN} \\ Q = 14.895 \times 1 = 14.895 \text{ KN} \end{cases}$$

- Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 14.895 \times 6 = 89.73 \text{ KN} \\ Q = 14.895 \times 1.5 = 22.3425 \text{ KN} \end{cases}$$

- Poutre :

$$\begin{cases} G_{PP1} = 25 \times 2.20 \times 0.3 \times 0.4 = 6.6 \text{ KN} \\ G_{PP2} = 25 \times 2.225 \times 0.3 \times 0.4 = 6.675 \text{ KN} \\ G_{PS1} = 25 \times 1.6 \times 0.3 \times 0.35 = 4.2 \text{ KN} \\ G_{PS2} = 25 \times 1.725 \times 0.3 \times 0.35 = 4.528 \text{ KN} \end{cases}$$

Le poids total des poutres : $G_{\text{Poutre total}} = 22.003 \text{ KN}$.

- Les poteaux :

$$\{G_{\text{Pot}} = S \times 25 \times h_e$$

Tableau II. 11: La descente de charge de poteau.

Etage	RDC (4.08 m)	Etage courant (3.06 m)
Section (b × h)m ²	(40 × 40)	(40 × 40)
La surface du poteau (S)	0.16	0.16

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

G_{POT} (KN)	16.32	12.24
-----------------------------	-------	-------

Tableau II. 12: la descente des charges – poteau d’intermédiaire.

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher terrasse inaccessible	93.689	14.895
	<i>G_{poutre total}</i>	22.003	
	Somme	115.692	14.895
2-2	• Venant 1-1	115.692	14.895
	• Poteaux	12.24	
	Somme		
3-3	• Venant 2-2	127.932	14.895
	• Plancher étage courant	89.73	22.3425
	• <i>G_{poutre total}</i>	22.003	
	Somme	239.665	37.2375
4-4	• Venant 3-3	239.665	37.2375
	• Poteaux	12.24	
	Somme	251.905	37.2375
5-5	• Venant 5-5	251.905	37.2375
	• Plancher étage courant	89.73	22.3425
	• <i>G_{poutre total}</i>	22.003	
	Somme	363.638	59.58
6-6	• Venant 5-5	363.638	59.58
	• Poteaux	12.24	
	Somme	375.878	59.58
7-7	• Venant 5-5	375.878	59.58
	• Plancher étage courant	89.73	22.3425
	• <i>G_{poutre total}</i>	22.003	
	Somme	487.611	81.9225
8-8	• Venant 7-7	487.611	81.9225
	• Poteaux	12.24	
	Somme	500.011	81.9225
9-9	• Venant 8-8	500.011	81.9225
	• Plancher étage courant	89.73	22.3425
	• <i>G_{poutre total}</i>	22.003	
	Somme	623.984	104.265
10-10	• Venant 9-9	623.984	104.265
	• Poteaux	12.24	
	Somme	636.224	104.265
11-11	• Venant 10-10	636.224	104.265
	• Plancher étage courant	89.73	22.3425
	• <i>G_{poutre total}</i>	22.003	
	Somme	747.957	126.6075
12-12	• Venant 11-11	747.957	126.6075
	• Poteaux	12.24	
	Somme	760.197	126.6075
13-13	• Venant 12-12	760.197	126.6075
	• Plancher étage courant	89.73	22.3425
	• <i>G_{poutre total}</i>	22.003	
	Somme		

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Somme		871.93	148.95
14-14	• Venant 13-13	871.93	
	• Poteaux	12.24	148.95
Somme		884.17	148.95
15-15	• Venant 14-14	884.17	
	• Plancher étage courant	89.73	148.95
	• $G_{poutre\ total}$	22.003	22.3425
Somme		995.903	171.2925
16-16	• Venant 15-15	995.903	
	• Poteaux	16.32	171.2925
TOTAL		1012.223	171.2925

b. Poteau de rive : $(40 \times 40)\text{m}^2$

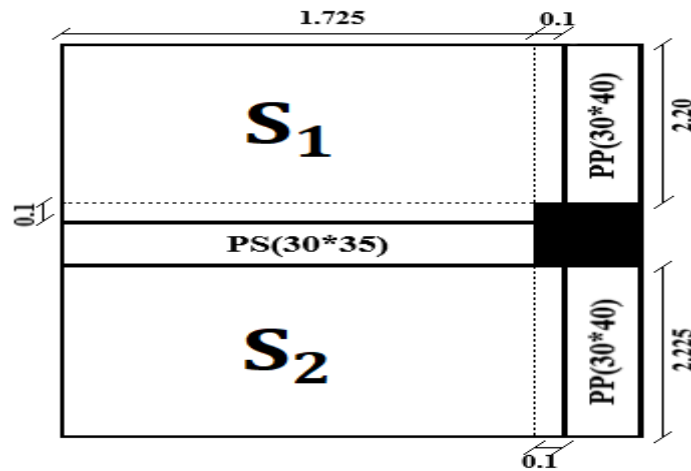


Figure II. 25: Poteau de rive.

❖ Surface afférente :

$$\begin{cases} S = S_1 + S_2 \\ S_1 = (1.725 \times 2.20) + (0.1 \times 1.725) = 4.1875 \text{ m}^2 \\ S_2 = 1.825 \times 2.225 = 8.24815 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Donc : $S = S_1 + S_2 = 8.24815 \text{ m}^2$

❖ Les charges :

Plancher terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} G = 8.24815 \times 6.29 = 51.8809635 \text{ KN} \approx 51.881 \text{ KN} \\ Q = 8.24815 \times 1 = 8.24815 \text{ KN} \end{cases}$$

• Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 8.24815 \times 6 = 49.4889 \text{ KN} \\ Q = 8.24815 \times 1.5 = 12.372225 \text{ KN} \end{cases}$$

• Poutre :

$$\begin{cases} G_{PP1} = 25 \times 2.20 \times 0.3 \times 0.4 = 6.6 \text{ KN} \\ G_{PP2} = 25 \times 2.225 \times 0.3 \times 0.4 = 6.675 \text{ KN} \\ G_{PS1} = 25 \times 1.725 \times 0.3 \times 0.35 = 4.528 \text{ KN} \end{cases}$$

Le poids total des poutres : $G_{poutre\ total} = 17.803 \text{ KN}$.

• Les poteaux :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

$$\{G_{Pot} = S \times 25 \times h_e$$

Tableau II. 13: La descente de charge des poteaux.

Etage	RDC (4.08 m)	Etage courant (3.06 m)
Section (b × h)m ²	(40 × 40)	(40 × 40)
La surface du poteau (S)	0.16	0.16
G _{POT} (KN)	16.32	12.24

Tableau II. 14: la descente des charges – Poteau de rive.

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher terrasse inaccessible <i>G_{poutre total}</i>	51.881 17.803	8.24815
	Somme	69.684	8.24815
2-2	- Venant 1-1 - Poteaux	69.684 12.24	8.24815
	Somme	81.924	8.24815
3-3	- Venant 2-2 - Plancher étage courant <i>G_{poutre total}</i>	81.924 49.4889 17.803	8.24815 12.372225
	Somme	149.2159	20.620375
4-4	- Venant 3-3 - Poteaux	149.2159 12.24	20.620375
	Somme	161.4559	20.620375
5-5	- Venant 5-5 - Plancher étage courant <i>G_{poutre total}</i>	161.4559 49.4889 17.803	20.620375 12.372225
	Somme	228.7478	32.9926
6-6	- Venant 5-5 - Poteaux	228.7478 12.24	32.9926
	Somme	240.9878	32.9926
7-7	- Venant 5-5 - Plancher étage courant <i>G_{poutre total}</i>	240.9878 49.4889 17.803	32.9926 12.372225
	Somme	308.2797	45.364825
8-8	- Venant 7-7 - Poteaux	308.2797 12.24	45.364825
	Somme	320.5197	45.364825
9-9	- Venant 8-8 - Plancher étage courant <i>G_{poutre total}</i>	320.5197 49.4889 17.803	45.364825 12.372225
	Somme	387.8116	57.73705
10-10	- Venant 9-9 - Poteaux	387.8116 12.24	57.73705
	Somme	400.0516	57.73705
11-11	- Venant 10-10 - Plancher étage courant <i>G_{poutre total}</i>	400.0516 49.4889 17.803	57.73705 12.372225

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Somme		467.3435	70.109275
12-12	• Venant 11-11	467.3435	70.109275
	• Poteaux	12.24	70.109275
Somme		479.5835	70.109275
13-13	• Venant 12-12	479.5835	70.109275
	• Plancher étage courant	49.4889	12.372225
	• $G_{poutre\ total}$	17.803	
Somme		546.8754	82.4815
14-14	• Venant 13-13	546.8754	82.4815
	• Poteaux	12.24	82.4815
Somme		559.1154	82.4815
15-15	• Venant 14-14	559.1154	82.4815
	• Plancher étage courant	49.4889	12.372225
	• $G_{poutre\ total}$	17.803	
Somme		626.4073	94.853725
16-16	• Venant 15-15	626.4073	94.853725
	• Poteaux	16.32	
TOTAL		642.7273	94.853725

c. Poteau d'angle : $(4 \times 40)\text{m}^2$

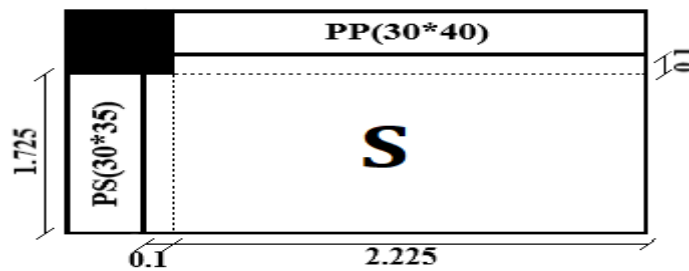


Figure II. 26: Poteau d'angle.

❖ Surface afférente :

$$S = (1.825 \times 2.225) + (0.1 \times 0.1) = 4.070625 \text{ m}^2$$

❖ Les charges :

- Plancher terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} G = 4.070625 \times 6.29 = 25.60423 \text{ KN} \\ Q = 4.070625 \times 1 = 4.070625 \text{ KN} \end{cases}$$

- Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 4.070625 \times 6 = 24.42375 \text{ KN} \\ Q = 4.070625 \times 1.5 = 6.1059375 \text{ KN} \end{cases}$$

- Poutre :

$$\begin{cases} G_{PP} = 25 \times 2.225 \times 0.3 \times 0.4 = 6.675 \text{ KN} \\ G_{PS} = 25 \times 1.725 \times 0.3 \times 0.4 = 4.528 \text{ KN} \end{cases}$$

Le poids total des poutres : $G_{poutre\ total} = 11.203 \text{ KN}$

- Les poteaux :

$$\{G_{Pot} = S \times 25 \times h_e$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Tableau II. 15: La descente de charge de poteau.

Etage	RDC (4.08 m)	Etage courant (3.06 m)
Section ($b \times h$)m ²	(40 × 40)	(40 × 40)
La surface du poteau (S)	0.16	0.16
G _{POT} (KN)	16.32	12.24

Tableau II. 16: La descente des charges – Poteau d'angle.

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher terrasse inaccessible <i>G_{poutre total}</i>	25.60423 11.203	4.070625
	Somme	36.80723	4.070625
2-2	- Venant 1-1 - Poteaux	36.80723 12.24	4.070625
	Somme	49.04723	4.070625
3-3	- Venant 2-2 - Plancher étage courant <i>G_{poutre total}</i>	49.04723 24.42375 11.203	4.070625 6.1059375
	Somme	84.67398	10.1765625
4-4	- Venant 3-3 - Poteaux	84.67398 12.24	10.1765625
	Somme	96.91398	10.1765625
5-5	- Venant 5-5 - Plancher étage courant <i>G_{poutre total}</i>	96.91398 24.42375 11.203	10.1765625 6.1059375
	Somme	132.54073	16.2825
6-6	- Venant 5-5 - Poteaux	132.54073 12.24	16.2825
	Somme	144.78073	16.2825
7-7	- Venant 5-5 - Plancher étage courant <i>G_{poutre total}</i>	144.78073 24.42375 11.203	16.2825 6.1059375
	Somme	180.40748	22.3884375
8-8	- Venant 7-7 - Poteaux	180.40748 12.24	22.3884375
	Somme	192.64748	22.3884375
9-9	- Venant 8-8 - Plancher étage courant <i>G_{poutre total}</i>	192.64748 24.42375 11.203	22.3884375 6.1059375
	Somme	228.27423	28.494375
10-10	- Venant 9-9 - Poteaux	228.27423 12.24	28.494375
	Somme	240.51423	28.494375
11-11	- Venant 10-10 - Plancher étage courant <i>G_{poutre total}</i>	240.51423 24.42375 11.203	28.494375 6.1059375

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Somme		276.14098	34.6003125
12-12	• Venant 11-11 • Poteaux	276.14098 12.24	34.6003125
Somme		288.38098	34.6003125
13-13	• Venant 12-12 • Plancher étage courant • $G_{poutre\ total}$	288.38098 24.42375 11.203	34.6003125 6.1059375
Somme		324.00773	40.70625
14-14	• Venant 13-13 • Poteaux	324.00773 12.24	40.70625
Somme		36.24773	40.70625
15-15	• Venant 14-14 • Plancher étage courant • $G_{poutre\ total}$	36.24773 24.42375 11.203	40.70625 6.1059375
Somme		371.87448	46.8121875
16-16	• Venant 15-15 • Poteaux	371.87448 16.32	46.8121875
TOTAL		388.19448	46.8121875

Remarque:

On prend en considération a notre étude le poteau intermédiaire parce qu'il est le plus sollicitée.

Il est utile de signaler que ces charges doivent être majorées par un coefficient de majoration selon la position du poteau dans les bâtiments comportant des travées solidaires, il convient de majorer les charges comme suit :

- De 15 % Si le poteau est plus d'une fois voisine d'un poteau de rive
- De 10 % Si le poteau est une fois voisin d'un poteau de rive.

II. 5. 2. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 B.8.4.1) [1]

Pour dimensionner les poteaux de notre structure on prend le poteau le plus sollicité et dans ce cas le poteau central c'est le plus sollicité.

La somme des charges permanent $G_T = 1012.223$ KN

La somme des charges d'exploitations $Q_T = 171.2925$ KN

$$N_U = 1.15 \times (1,35 G_T + 1,5 Q_T)$$

$$N_U = 1.15 \times (1,35 \times 1012.223 + 1,5 \times 171.2925)$$

$$N_U = 1866.95577 \text{ (KN)}$$

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_U \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \times A \right)$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton $\gamma_b = 1,5$ ($f_{c28} = 25$ MPa).

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier $\gamma_s = 1,15$ ($f_e = 400$ MPa).

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2.$$

$$B_r = (h - 0.02)(b - 0.02) \text{ m}^2.$$

$$B_r = (h - 0.02)(b - 0.02) = (0.4 - 0.02)(0.4 - 0.02) = 0.1444 \text{ m}^2.$$

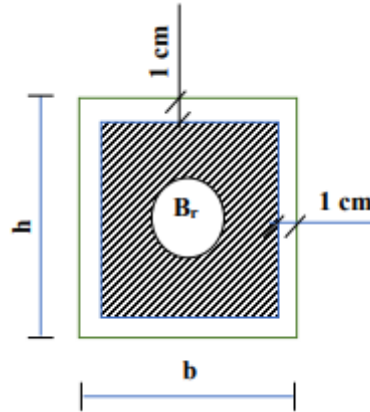


Figure II. 27: Section réduite de poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ [$\alpha = f(\lambda)$]

λ : l'élancement mécanique

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

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}, \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

L_f : Longueur de flambement.

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

Donc :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.856}{0.4} = 24.7336, \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.856}{0.4} = 24.7336$$

$\lambda = 24.7336 < 50 \Rightarrow$ selon **(BAEL91 A B.8.4.1) [1]**

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.7336}{35} \right)^2} = 0.7728$$

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

A : La section d'acier comprimé.

$$A = \max (A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

❖ **Selon BAEL91 :**

$$A_{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre} ; 0.2\% B)$$

$$A_{BAEL} = \max \left(4 \times (0.4 + 0.4) \times 2 ; 0.2 \times \frac{40 \times 40}{100} \right)$$

$$A_{BAEL} = \max(6.4 ; 3.2) \Rightarrow A_{BAEL} = 6.4 \text{ cm}^2$$

❖ **Selon RPA99 version 2003 :**

$$A_{RPA} = 0.8\%B \text{ (Zone IIa)}$$

$$A_{RPA} = 0.8 \times \frac{40 \times 40}{100} = 12.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{RPA} = 12.8 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max (6.4 ; 12.8) \Rightarrow A = 12.8 \text{ cm}^2$$

Tableau II. 17: tableau récapitulative.

N_U (N)	A_{BAEL} (mm ²)	A_{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	α	B_r (mm ²)	$\bar{N}$ (N)	Condition
1866955.77	6400	12800	128000	0.7728	144400	2654892924.4	CV

**CHAPITRE III :
CALCUL DES
ELEMENTS
SECONDAIRES.**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

III. 1. INTRODUCTION :

Ce chapitre se concentrera sur une étude complète et spécifique de chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement).

Cette étude va se faire en suivant les étapes suivantes :

- Évaluation des charges sur l'élément considéré.
- Calcul des sollicitations les plus défavorables.
- La détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont:(l'acrotère, les escaliers, dalle plane, les planchers).

III. 2. ACROTERE :

L'acrotère est un élément de protection secondaire situé au niveau supérieur de l'ouvrage.

Il forme un mur empêchant toute chute et il sera compté comme Console encastrée au niveau du plancher terrasse, cet élément est réalisé en béton armé, elle est soumise à son poids propre (G) et à la surcharge d'exploitation (Q) due à la main courante qui crée un moment M_Q au niveau de l'encastrement et la force sismique.

Hypothèse de calcul :

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

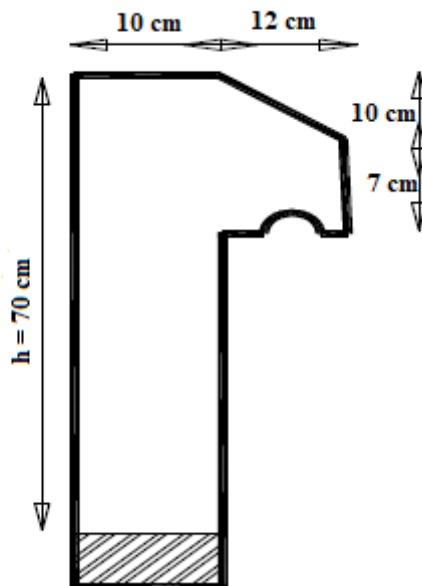


Figure III. 1: Coupe en élévation de l'acrotère.

III. 2. 1. Évaluation des charges :

D'après le chapitre précédent on a :

$G = 2.11 \text{ (KN/ml)}$

$Q = 1000 \text{ (KN/ml)}$, (plancher terrasse inaccessible).

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA A. 6.2.3) [3]}$$

A : coefficient d'accélération de la zone en fonction du groupe d'usage

A = 0.15 (group d'usage 2, zone IIa) suivant le tableau 4-1(RPA A 4.2.3) [3]

C_p: facture de force horizontale.

C_p= 0.8 suivant tableau 6-1 (RPA art 6.2.3) [3]

W_p: Poids de l'acrotère W_p = (2.11 KN/ ml)

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.11 = 1.0128 \text{ (KN)}$$

$$F_p \leq 1,5 Q \Rightarrow 1.012 \leq 1,5 \dots \text{CV}$$

Donc : On va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage.

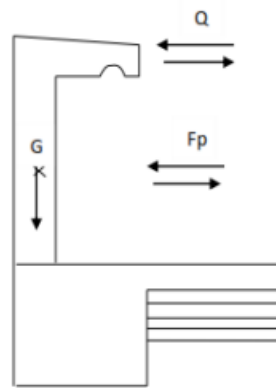


Figure III. 2: Charges appliquées sur l'acrotère.

III. 2. 2. Calcul des efforts :

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons, et on choisit la plus défavorable. Ces combinaisons Pour une bande de 1m de largeur sont :

❖ ELU :

$$N_U = 1,35 G = 1.35 \times 2.11 = 2.8485 \text{ (KN)}$$

$$M_U = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.7 = 1.05 \text{ (KN.m)}$$

$$T_U = 1.5Q = 1.5 \text{ (KN)}$$

❖ ELS:

$$N_{ser} = G = 2.11 \text{ (KN)}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ (KN.m)}$$

$$T_{ser} = Q = 1 \text{ (KN)}$$

III. 2. 3. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire pour une bande de 1 m.

a. Armature longitudinale :

❖ ELU :

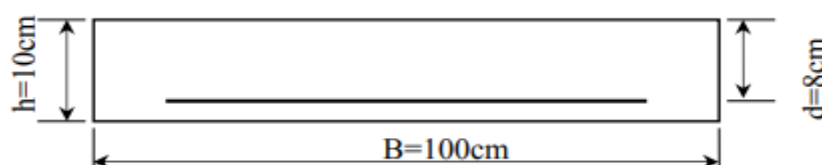


Figure III. 3: La section équivalente de calcule de l'acrotère.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- Epaisseur de la section : $h = 0.1\text{m}$
- Largeur de la section : $b=1\text{ m}$
- Enrobage : $c= 0.02\text{ m}$
- Hauteur utile : $d= h-c\ d= 0.08\text{ m}$

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \dots \text{Selon CBA93 (A.4.3.5) [2]}$$

Avec :

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous.

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} + e_a = e_0 + e_a \dots \text{Selon CBA93 (A.4.3.5) [2]}$$

e_a : excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

- **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} > \frac{h}{6}$$

$$e_0 = \frac{1.05}{2.848} = 0.368\text{ m} > \frac{0.7}{6} = 0.116\text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section et la section est soumise à un effort normal de compression, donc la section est partiellement comprimée.

- **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{L}{250} \right] \dots \text{CBA93 (A.4.3.5) [2]}$$

L : longueur de la pièce = 90 cm

$$e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{70}{250} \right], e_a = \max [2\text{cm}, 0.28\text{ cm}] , e_a = 2\text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.166 + 0.02 = 0.186\text{ m}$$

- **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre, on distingue 2 cas [8] :

$\frac{L_f}{h} > \max[15, 20 \frac{e_1}{h}]$. On doit vérifier la pièce à l'état limite ultime de stabilité de forme (vis-à-vis au flambement).

$\frac{L_f}{h} \leq \max[15, 20 \frac{e_1}{h}]$. On détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire, avec

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

L_f : Longueur de flambement de la pièce,

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée pris égal à 2.

Ce qui donne :

$$L_f = 2 \times L_0 = 2 \times 0.7 = 1.40\text{ m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

L_0 : Longueur de la pièce

h = hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{1.4}{0.1} = 14 \leq \max[15, 20 \times \frac{0.186}{0.1}] = \max[15, 37.2] = 37.2$$

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer

$$\text{l'excentricité du second ordre : } e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Dans notre cas } M_G = 0 \text{ (KN.m)} \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.01176 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.186 \text{ m} + 0.01176 = 0.3036 \text{ m}$$

- Les sollicitations majorées :**

$$M_{UG} = N_U \times e = 2.4885 \times 0.3036 = 0.8648 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{Ua} = M_{UG} + N_U (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{Ua} = 0.8648 + 2.4885 (0.08 - \frac{0.1}{2}) \Rightarrow M_{Ua} = 0.9394$$

Etape fictive :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{Ua}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{0.9394 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.08^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.0103$$

$$\mu = 0.0103 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0103}) = 0.01294$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 8 \times (1 - 0.4 \times 0.01294) = 7.95 \text{ cm}$$

$$A_{U1} = \frac{M_{Ua}}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{U1} = \frac{M_{Ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0.9394 \times 10^6}{79.5 \times 347.82} = 33.97 \text{ mm}^2 = 0.3397 \text{ cm}^2 \approx 0.34 \text{ cm}^2$$

- Retour à la section réelle :**

$$A_U = A_{U1} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 34 - \frac{2.8485}{347.82} = 25.81 \text{ mm}^2 = 0.2581 \text{ cm}^2$$

- Vérification de condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2,1) [3]**

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 96.6 \text{ mm}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) \Rightarrow A_s = \max(0.966, 0.2581) \Rightarrow A_s = 0.966 \text{ cm}^2$$

- ❖ ELS:**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{2.11} = 0.33 \text{ m} \quad , \quad \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$$e_s > \frac{h}{6}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Donc la section est partiellement comprimée, On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ser/A} = 0.7 + 2.11 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_{ser/A} = 0.7633 \text{ (KN.m)}$$

- **Calcul du moment limite de service M_1 :**

$$M_1 = \mu_r b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \times \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right)$$

$$\alpha_r = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

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

La contrainte d'acier, La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

L'acier utilise de nuance **Fe400** à haute adhérence $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,66; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha_r = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,527$$

$$\Rightarrow \mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \times \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = \frac{0,527}{2} \times \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) = 0,217$$

$$\Rightarrow M_1 = \mu_r b d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 0,217 \times 1000 \times 80^2 \times 15 = 20,832 \text{ KN.m}$$

$M_1 > M_{ser/A}$ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 80 \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) = 65,946 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ser/A}}{\bar{\sigma}_{st} \times Z_r} = \frac{0.7633 \times 10^6}{201,63 \times 65,946} = 57,405 \text{ mm}^2 = 0,57405 \text{ cm}^2$$

Les armatures en flexion composée :

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 57,405 - \frac{2,11 \times 10^3}{201,63} = 46,939 \text{ mm}^2 = 0,46939 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2,1) [2]**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 80 \times 2,1}{400} = 96,6 \text{ mm}^2 = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max[A_U; A_{s \min}; A_{ser}]$$

$$A_s = \max[0,2581 \text{ cm}^2; 0,966 \text{ cm}^2; 0,46939] ; A_s = 0,966 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 0,966 \text{ cm}^2$.

Alors on adopte : 4HA8 = 2,01 cm².

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

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

b. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

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

Avec un espacement $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$.

c. Vérification de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 1)}$$

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

$0,018 \text{ MPa} < 2,5\text{MPa}$. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. 2. 4. Schéma de ferrailage d'un acrotère :

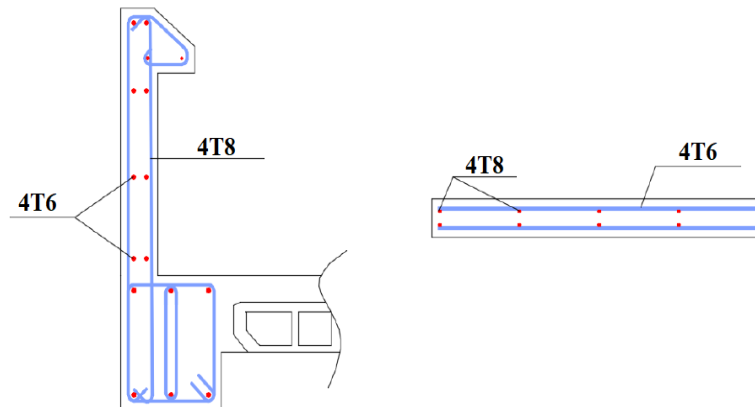


Figure III. 4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III. 3. LES ESCALIERS :

L'escalier travaille à la flexion simple. On considère la dalle comme une poutre sollicitée à une charge uniformément répartie, et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

a. Charges et surcharges :

La volée :

- $G_v = 10.559 \text{ KN/m}^2$ (pour la paillasse 1)
- $G_v = 9.177 \text{ KN/m}^2$ (pour la paillasse (2, 3, 4, 5,6))
- $Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Le palier :

- $G_p = 5.150 \text{ KN/m}^2$
- $Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Avec :

- G_v : Charge permanente de la volée
- Q_v : Charge variable de la volée

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- G_P : Charge permanente du palier
- Q_P : Charge variable du palier

b. Schéma statique :

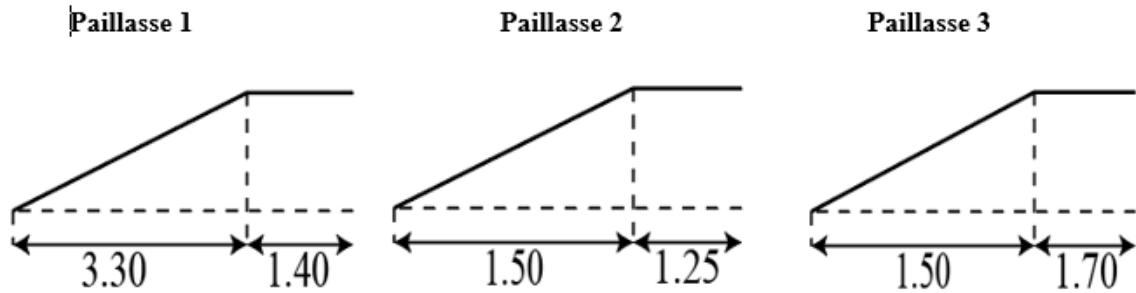


Figure III. 5: Schéma statique d'escalier (RDC).

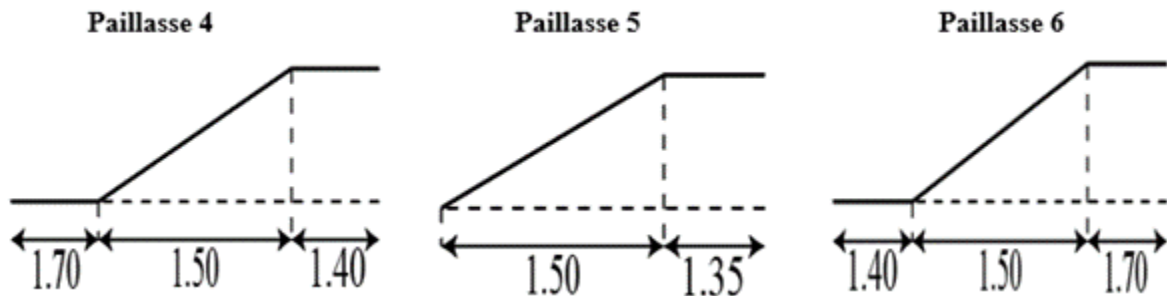


Figure III. 6: Schéma statique d'escalier (ETAGE).

c. Combinaisons des charges :

- ELU : $P_U = 1,35 G + 1,5 Q$.
- ELS : $P_{ser} = G + Q$.

Tableau III. 1: Les combinaisons des charges d'escalier type 1.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Palier	5.150	2.5	11.475	7.65
Paillasse 1	10.559	2.5	19.648	13.099
Paillasse (2, 3, 4, 5, 6)	9.1774	2.5	17.516	11.677

III. 3. 2. Calcul des sollicitations :

a. Paillasse 1 :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

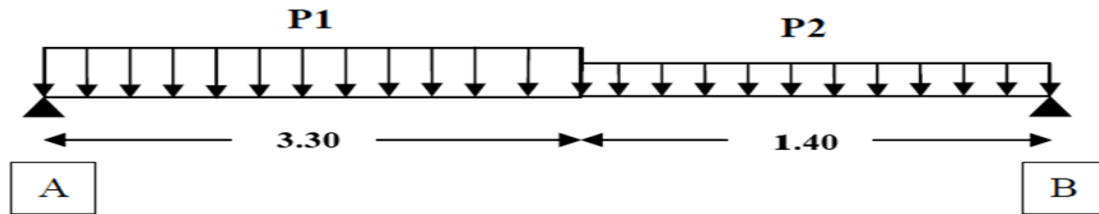


Figure III. 7: Schéma statique de Paillasse 1.

❖ Calcul des réactions :

ELU:

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 4.7R_A - (19.648 \times 3.3 \times 3.05) - (11.475 \times 1.4 \times 0.7) = 0$$

$$R_A = 44.725 \text{ KN}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (19.648 \times 3.3) + (11.475 \times 1.4)$$

$$R_B = 36.178 \text{ KN}$$

ELS:

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 4.7R_A - (13.099 \times 3.3 \times 3.05) - (7.65 \times 1.4 \times 0.7) = 0$$

$$R_A = 30.479 \text{ KN}$$

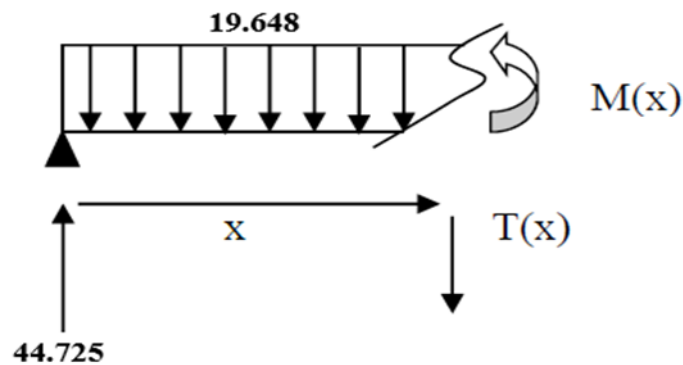
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (13.099 \times 3.3) + (7.65 \times 1.4)$$

$$R_B = 23.457 \text{ KN.}$$

❖ Calcul des moments et efforts tranchants :

ELU :

Pour : $0 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$



Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 44.725 - 19.648 x$$

$$\{ x = 0 \Rightarrow T(x) = 44.725 \text{ KN}$$

$$\{ x = 3.3 \Rightarrow T(x) = -20.113 \text{ KN}$$

Moment fléchissant:

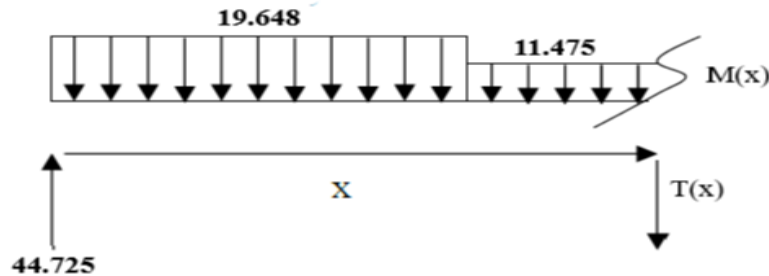
$$M(x) = 44.725 x - 19.648 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 44.725 - 19.648 x = 0 \Rightarrow x = 2.276 \text{ m.}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.26 \Rightarrow M(x) = 50.90 \text{ KN.m} \\ x = 3.3 \Rightarrow M(x) = 40.609 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $3.3 \leq x \leq 4.7 \text{ m}$



$$\sum F_V = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -20.113 - 11.475 \times (x - 3.3)$$

$$\begin{cases} x = 3.3 \Rightarrow T(x) = -20.113 \text{ KN} \\ x = 4.7 \Rightarrow T(x) = -36.178 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\{ x = 4.7 \Rightarrow T(x) = -36.178 \text{ KN} \}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 44.725 x - 19.648 \times 3.3 \left(x - \frac{3.3}{2} \right) - 11.475 \frac{(x - 3.3)^2}{2}$$

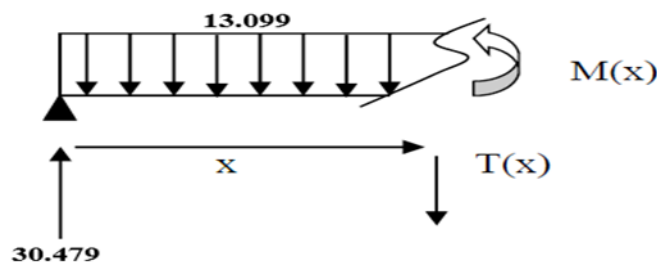
$$M(x) = -5.737 x^2 + 17.754 x + 44.501$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.475x + 17.754 = 0 \Rightarrow x = 1.54 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.54 \Rightarrow M(x) = 58.236 \text{ KN.m} \\ x = 3.3 \Rightarrow M(x) = 40.613 \text{ KN.m} \\ x = 4.7 \Rightarrow M(x) = 1.214 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

Pour : $0 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$



Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 30.479 - 13.099 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = 30.479 \text{ KN} \\ x = 3.3 \Rightarrow T(x) = -12.747 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\{ x = 3.3 \Rightarrow T(x) = -12.747 \text{ KN} \}$$

Moment fléchissant :

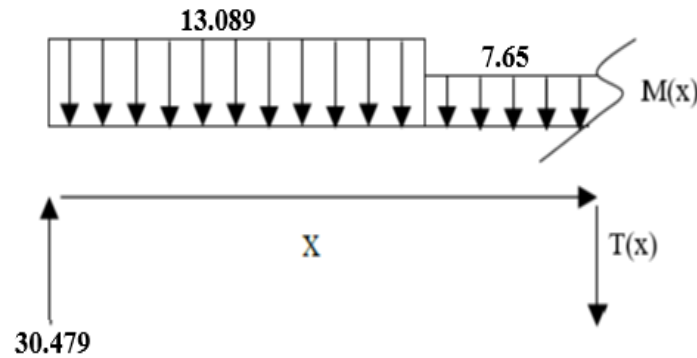
$$M(x) = 30.479 x - 13.099 \times \frac{x^2}{2}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\frac{d M(x)}{d x} = 0 \Rightarrow 30.479 - 13.099 x = 0 \Rightarrow x = 0.42 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 0.42 \Rightarrow M(x) = 11.645 \text{ KN.m} \\ x = 3.3 \Rightarrow M(x) = 29.256 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $3.3 \leq x \leq 4.7 \text{ m}$



$$\sum F_{/V} = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -12.747 - 7.65 \times (x - 3.3)$$

$$\begin{cases} x = 3.3 \Rightarrow T(x) = -12.747 \text{ KN} \\ x = 4.7 \Rightarrow T(x) = -23.457 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 30.479 x - 13.099 \times 3.3 \left(x - \frac{3.3}{2} \right) - 7.65 \frac{(x - 3.3)^2}{2}$$

$$M(x) = -3.825x^2 + 12.498x + 29.67$$

$$\frac{d M(x)}{d x} = 0 \Rightarrow -7.65x + 12.498 = 0 \Rightarrow x = 1.63 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.63 \Rightarrow M(x) = 39.879 \text{ KN.m} \\ x = 3.3 \Rightarrow M(x) = 29.259 \text{ KN.m} \\ x = 4.7 \Rightarrow M(x) = 3.916 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant :

Le moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0$

Le moment sur travée : $M_t = 0.85 M_0$

Tableau III. 2: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 1.

Designation	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	58.236	29.118	49.5	44.725
ELS	39.879	19.938	33.897	30.479

b. Paillasse 2 :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

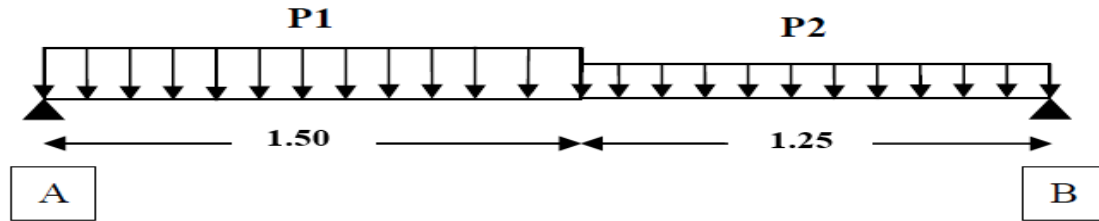


Figure III. 8: Schéma statique de Paillasse 2.

❖ Calcul des réactions :

ELU :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 2.75R_A - (17.516 \times 1.5 \times 2) - (11.475 \times 1.25 \times 0.625) = 0$$

$$R_A = 22.368 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (17.516 \times 1.5) + (11.475 \times 1.25)$$

$$R_B = 18.249 \text{ KN}$$

ELS :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 2.75R_A - (11.677 \times 1.5 \times 2) - (7.65 \times 1.25 \times 0.625) = 0$$

$$R_A = 14.912 \text{ KN}$$

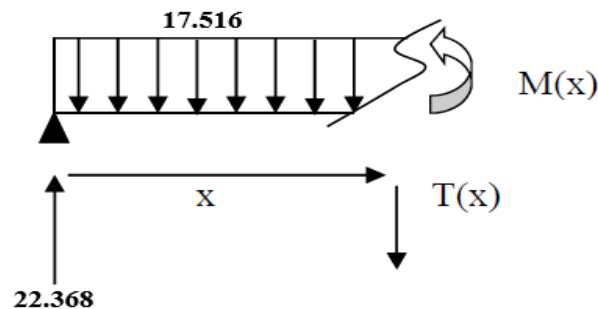
$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.677 \times 1.5) + (7.65 \times 1.25)$$

$$R_B = 12.166 \text{ KN}$$

❖ Calcul des moments et efforts tranchants :

ELU:

Pour : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$



Effort tranchant :

$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow T(x) = 22.368 - 17.516 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = 22.368 \text{ KN} \\ x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -3.906 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

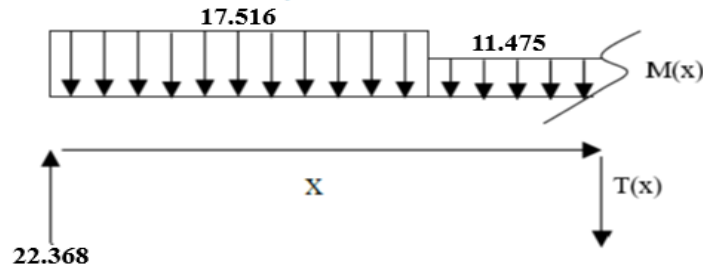
$$M(x) = 22.368 x - 17.516 \times \frac{x^2}{2}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 22.368 - 17.516x = 0 \Rightarrow x = 1.27 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.27 \Rightarrow M(x) = 14.281 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 13.846 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $1.5 \leq x \leq 2.75 \text{ m}$



$$\sum F_V = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -3.906 - 11.475 \times (x - 1.5)$$

$$\begin{cases} x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -3.906 \text{ KN} \\ x = 2.75 \Rightarrow T(x) = -18.249 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -3.906 \text{ KN} \\ x = 2.75 \Rightarrow T(x) = -18.249 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 22.368x - 17.516 \times 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2}\right) - 11.475 \frac{(x - 1.5)^2}{2}$$

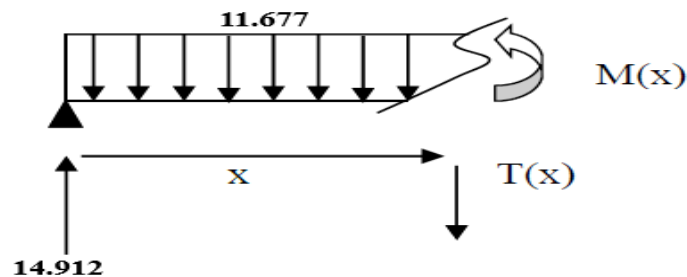
$$M(x) = -5.737x^2 + 13.306x + 6.796$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.475x + 13.306 = 0 \Rightarrow x = 1.15 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.15 \Rightarrow M(x) = 14.51 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 13.846 \text{ KN.m} \\ x = 2.75 \Rightarrow M(x) = 0.001 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

Pour: $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$



Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 14.912 - 11.677x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = 14.912 \text{ KN} \\ x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -2.603 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = 14.912 \text{ KN} \\ x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -2.603 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

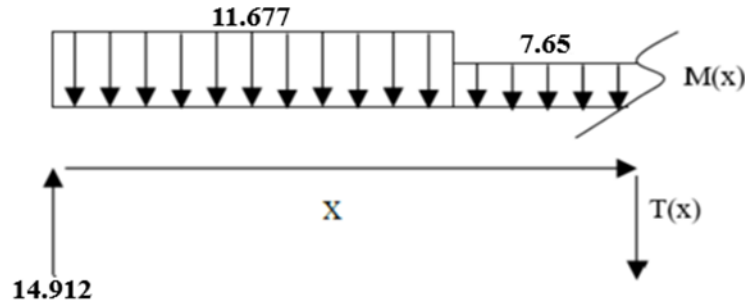
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$M(x) = 14.912 x - 11.677 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{d M(x)}{d x} = 0 \Rightarrow 14.912 - 11.677 x = 0 \Rightarrow x = 1.27 m$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.27 \Rightarrow M(x) = 9.52 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 9.243 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $1.5 \leq x \leq 2.75 m$



$$\sum F_{/V} = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -2.603 - 7.65 \times (x - 1.5)$$

$$\begin{cases} x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -2.603 \text{ KN} \\ x = 2.75 \Rightarrow T(x) = -12.165 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 14.912 x - 11.677 \times 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2} \right) - 7.65 \frac{(x - 1.5)^2}{2}$$

$$M(x) = -3.825x^2 + 8.872x + 4.53$$

$$\frac{d M(x)}{d x} = 0 \Rightarrow -7.65x + 8.872 = 0 \Rightarrow x = 1.15 m$$

$$\begin{cases} x = 1.15 \Rightarrow M(x) = 9.674 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 9.23 \text{ KN.m} \\ x = 2.75 \Rightarrow M(x) = 0.001 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant :

Le moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0$

Le moment sur travée : $M_t = 0.85 M_0$

Tableau III. 3: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 2

Designation	M_0 (KN. m)	M_a (KN. m)	M_t (KN. m)	T_U (KN. m)
ELU	14.51	7.225	12.333	22.368
ELS	9.674	4.837	8.222	14.912

c. Paillasse 3 :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

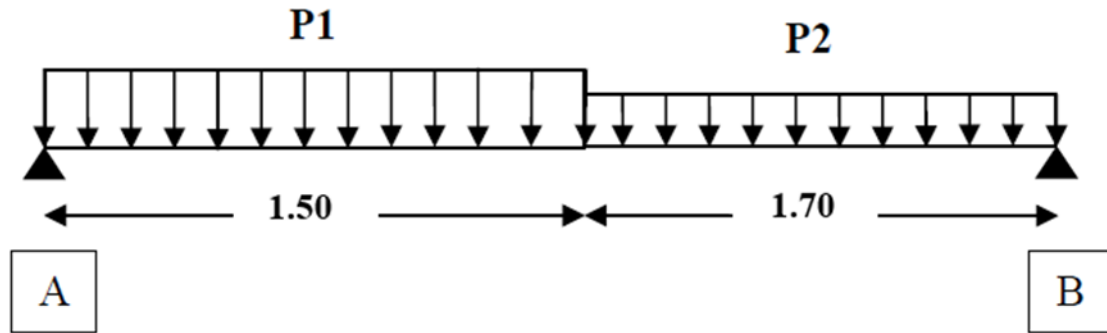


Figure III. 9: Schéma statique de Paillasse 3.

❖ Calcul des réactions :

ELU:

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 3.2R_A - (17.516 \times 1.5 \times 2.45) - (11.475 \times 1.70 \times 0.85) = 0$$

$$R_A = 25.28 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (17.516 \times 1.5) + (11.475 \times 1.70)$$

$$R_B = 20.50 \text{ KN}$$

ELS:

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 3.2R_A - (11.677 \times 1.5 \times 2.45) - (7.65 \times 1.70 \times 0.85) = 0$$

$$R_A = 16.86$$

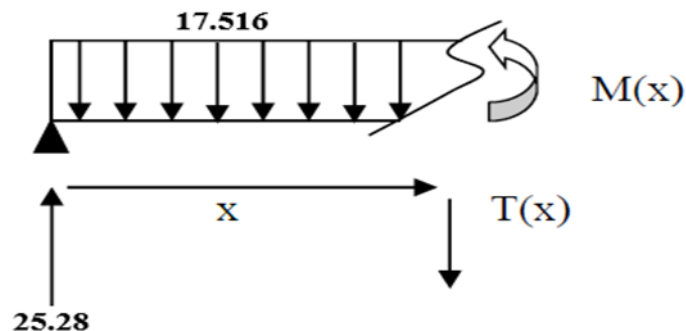
$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.677 \times 1.5) + (7.65 \times 1.70)$$

$$R_B = 13.66 \text{ KN}$$

❖ Calcul des moments et efforts tranchants :

ELU :

Pour : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$



Effort tranchant :

$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow T(x) = 25.28 - 17.516 x$$

$$\{ x = 0 \Rightarrow T(x) = 25.28 \text{ KN}$$

$$\{ x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -0.944 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

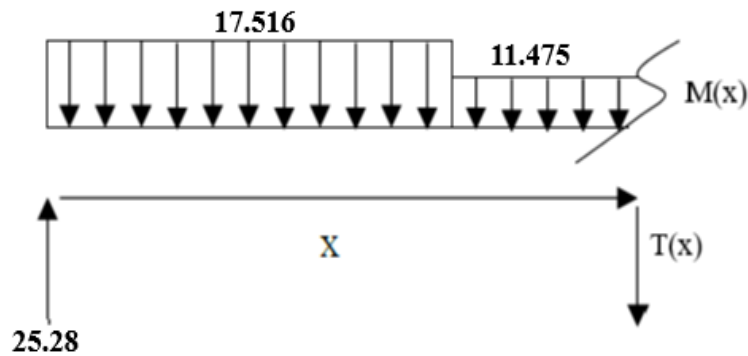
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$M(x) = 25.28 x - 17.516 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{d M(x)}{d x} = 0 \Rightarrow 25.28 - 17.516 x = 0 \Rightarrow x = 1.44 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.44 \Rightarrow M(x) = 18.242 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 18.214 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $1.5 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$



$$\sum F_V = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -0.944 - 11.475 \times (x - 1.5)$$

$$\begin{cases} x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -0.944 \text{ KN} \\ x = 3.2 \Rightarrow T(x) = -20.451 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 25.28x - 17.516 \times 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2} \right) - 11.475 \frac{(x - 1.5)^2}{2}$$

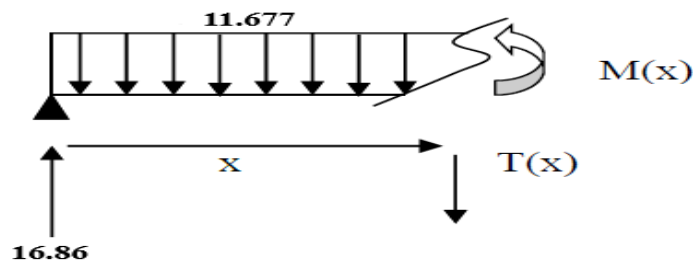
$$M(x) = -5.737 x^2 + 16.217 x + 6.796$$

$$\frac{d M(x)}{d x} = 0 \Rightarrow -11.475x + 16.217 = 0 \Rightarrow x = 1.41 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.41 \Rightarrow M(x) = 18.52 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 18.213 \text{ KN.m} \\ x = 3.2 \Rightarrow M(x) = 0.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

Pour: $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$



Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 16.86 - 11.677 x$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = 16.86 \text{ KN} \\ x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -0.655 \text{ KN} \end{cases}$$

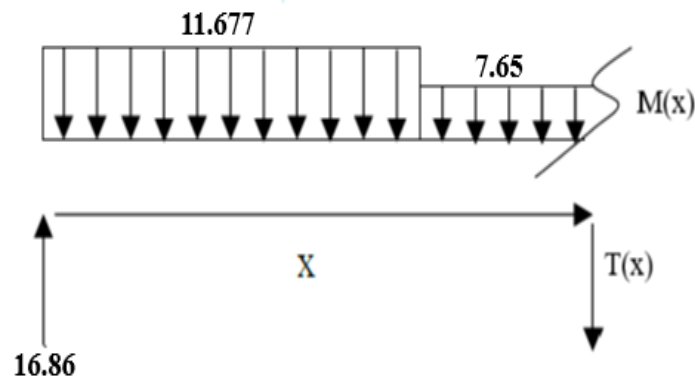
Moment fléchissant :

$$M(x) = 16.86 x - 11.677 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{d M(x)}{d x} = 0 \Rightarrow 16.86 - 11.677 x = 0 \Rightarrow x = 1.44 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.44 \Rightarrow M(x) = 12.162 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 12.153 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $1.5 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$



$$\sum F_{/V} = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -0.655 - 7.65 \times (x - 1.5)$$

$$\begin{cases} x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -0.655 \text{ KN} \\ x = 3.2 \Rightarrow T(x) = -13.66 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 16.86 x - 11.677 \times 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2} \right) - 7.65 \frac{(x - 1.5)^2}{2}$$

$$M(x) = -3.825x^2 + 10.819 x + 4.53$$

$$\frac{d M(x)}{d x} = 0 \Rightarrow -7.65x + 10.819 = 0 \Rightarrow x = 1.41 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.41 \Rightarrow M(x) = 12.18 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 12.153 \text{ KN.m} \\ x = 3.2 \Rightarrow M(x) = 0.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant :

Le moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0$

Le moment sur travée : $M_t = 0.85 M_0$

Tableau III. 4: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 3.

Designation	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	18.52	9.26	15.74	25.28
ELS	12.18	6.09	10.353	16.86

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

d. Paillasse 4 et 6 :

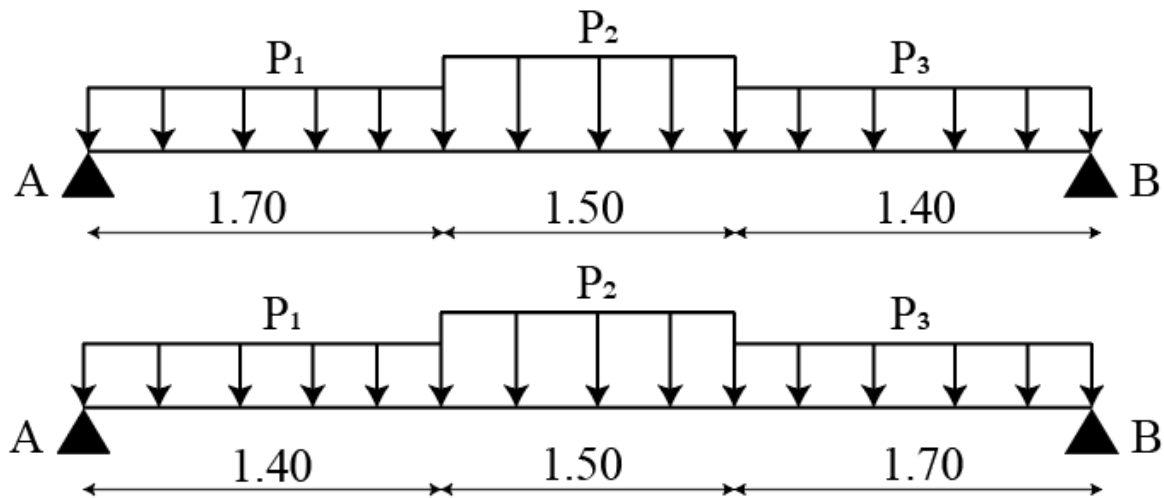


Figure III. 10: Schéma statique de Paillasse 4 et 6.

❖ Calcul des réactions :

ELU:

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 4.6R_A - (11.475 \times 1.7 \times 3.75) - (17.516 \times 1.50 \times 2.15) - (11.475 \times 1.40 \times 0.7) = 0$$

$$R_A = 30.62 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.475 \times 1.70) + (17.516 \times 1.5) + (11.475 \times 1.40)$$

$$R_B = 31.22 \text{ KN}$$

ELS:

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 4.6R_A - (7.65 \times 1.7 \times 3.75) - (11.677 \times 1.50 \times 2.15) - (7.65 \times 1.40 \times 0.7) = 0$$

$$R_A = 20.41$$

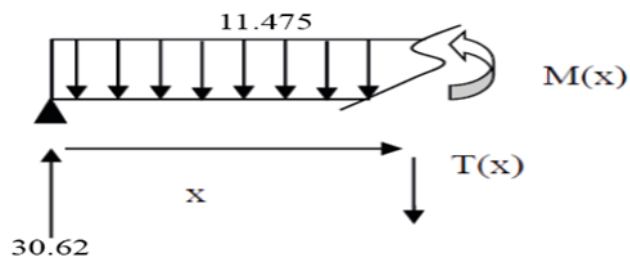
$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (7.65 \times 1.70) + (11.677 \times 1.5) + (7.65 \times 1.40)$$

$$R_B = 20.73 \text{ KN}$$

❖ Calcul des moments et efforts tranchants :

ELU :

Pour : $0 \leq x \leq 1.70 \text{ m}$



CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Effort tranchant :

$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow T(x) = 30.62 - 11.475 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = 30.62 \text{ KN} \\ x = 1.7 \Rightarrow T(x) = 11.11 \text{ KN} \end{cases}$$

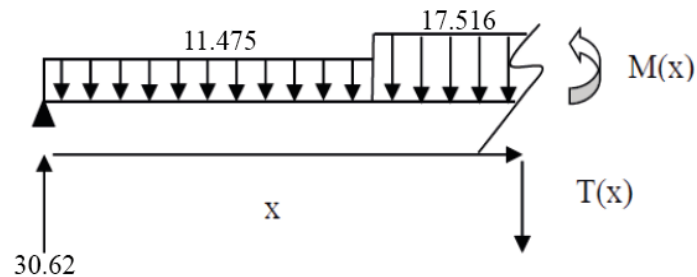
Moment fléchissant :

$$M(x) = 30.62x - 11.475 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 30.62 - 11.475x = 0 \Rightarrow x = 2.66 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.7 \Rightarrow M(x) = 35.472 \text{ KN.m} \\ x = 2.66 \Rightarrow M(x) = 40.852 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $1.7 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$



$$\sum F_{/V} = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = 11.11 - 17.516 \times (x - 1.7)$$

$$\begin{cases} x = 1.7 \Rightarrow T(x) = 11.11 \text{ KN} \\ x = 3.2 \Rightarrow T(x) = -15.164 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

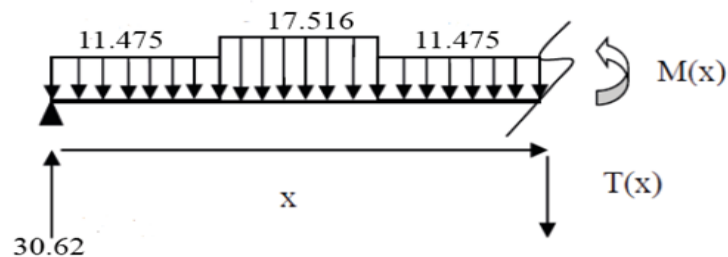
$$M(x) = 30.62x - 11.475 \times 1.7 \left(x - \frac{1.7}{2} \right) - 17.516 \frac{(x - 1.7)^2}{2}$$

$$M(x) = -8.758 x^2 + 40.89 x - 8.729$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -17.516x + 40.89 = 0 \Rightarrow x = 2.33 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.7 \Rightarrow M(x) = 35.472 \text{ KN.m} \\ x = 2.33 \Rightarrow M(x) = 37.77 \text{ KN.m} \\ x = 3.2 \Rightarrow M(x) = 32.437 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $3.2 \leq x \leq 4.6 \text{ m}$



CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\sum F_V = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -15.164 - 11.475 \times (x - 3.2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 3.2 \Rightarrow T(x) = -15.164 \text{ KN} \\ x = 4.6 \Rightarrow T(x) = -31.229 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 30.62x - 11.475 \times 1.7 \left(x - \frac{1.7}{2} \right) - 17.516 \times 1.5(x - 2.45) - 11.475 \frac{(x - 3.2)^2}{2}$$

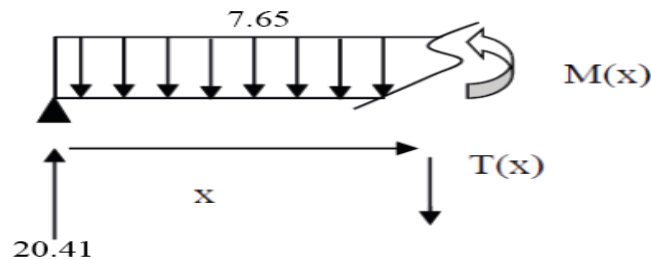
$$M(x) = -5.7375 x^2 + 21.559 x + 22.2$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.475x + 21.559 = 0 \Rightarrow x = 1.87 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.87 \Rightarrow M(x) = 42.343 \text{ KN.m} \\ x = 3.2 \Rightarrow M(x) = 32.437 \text{ KN.m} \\ x = 4.6 \Rightarrow M(x) = 0.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELS :

Pour : $0 \leq x \leq 1.70 \text{ m}$



Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 20.41 - 7.65 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow T(x) = 20.41 \text{ KN} \\ x = 1.7 \Rightarrow T(x) = 7.405 \text{ KN} \end{array} \right.$$

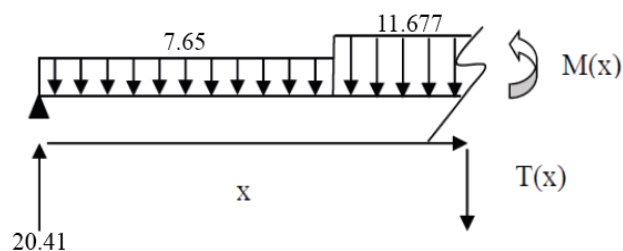
Moment fléchissant :

$$M(x) = 20.41x - 7.65 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 20.41 - 7.65x = 0 \Rightarrow x = 2.66 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.7 \Rightarrow M(x) = 23.642 \text{ KN.m} \\ x = 2.66 \Rightarrow M(x) = 27.226 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour : $1.7 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$



CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\sum F_V = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = 7.405 - 11.667 \times (x - 1.7)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.7 \Rightarrow T(x) = 11.11 \text{ KN} \\ x = 3.2 \Rightarrow T(x) = -10.095 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

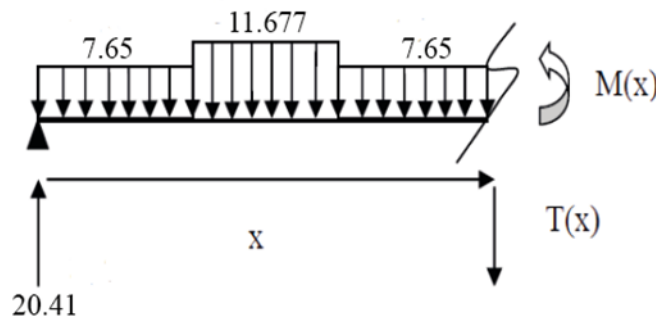
$$M(x) = 20.41x - 7.65 \times 1.7 \left(x - \frac{1.7}{2} \right) - 11.667 \frac{(x - 1.7)^2}{2}$$

$$M(x) = -5.8335 x^2 + 27.238x - 5.804$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.667x + 27.238 = 0 \Rightarrow x = 2.33 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.7 \Rightarrow M(x) = 23.642 \text{ KN.m} \\ x = 2.33 \Rightarrow M(x) = 25.99 \text{ KN.m} \\ x = 3.2 \Rightarrow M(x) = 21.622 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour : $3.2 \leq x \leq 4.6 \text{ m}$



$$\sum F_V = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -10.095 - 7.65 \times (x - 3.2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 3.2 \Rightarrow T(x) = -10.095 \text{ KN} \\ x = 4.6 \Rightarrow T(x) = -20.805 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 20.41x - 7.65 \times 1.7 \left(x - \frac{1.7}{2} \right) - 11.677 \times 1.5(x - 2.45) - 7.65 \frac{(x - 3.2)^2}{2}$$

$$M(x) = -3.825x^2 + 14.37x + 14.798$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7.65x + 14.37 = 0 \Rightarrow x = 1.87 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.87 \Rightarrow M(x) = 28.294 \text{ KN.m} \\ x = 3.2 \Rightarrow M(x) = 21.622 \text{ KN.m} \\ x = 4.6 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant :

Le moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0$

Le moment sur travée : $M_t = 0.85 M_0$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Tableau III. 5: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 4 et 6.

Désignation	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	42.343	7.642	12.99	-31.229
ELS	28.294	8.66	10.353	-20.805

e. Paillasse 5 :

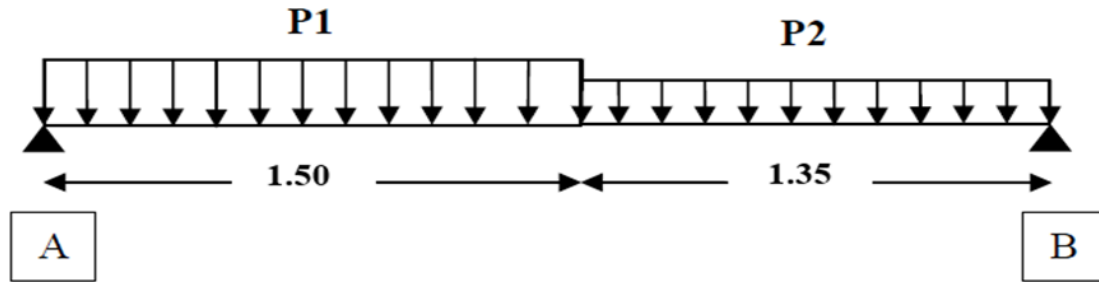


Figure III. 11: Schéma statique de Paillasse 5.

❖ **Calcul des réactions :**

ELU:

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 2.85R_A - (17.516 \times 1.5 \times 2.1) - (11.475 \times 1.35 \times 0.675) = 0$$

$$R_A = 23.02 \text{ KN}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (17.516 \times 1.5) + (11.475 \times 1.35)$$

$$R_B = 18.74 \text{ KN}$$

ELS:

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 2.85R_A - (11.677 \times 1.5 \times 2.21) - (7.65 \times 1.35 \times 0.675) = 0$$

$$R_A = 15.35 \text{ KN}$$

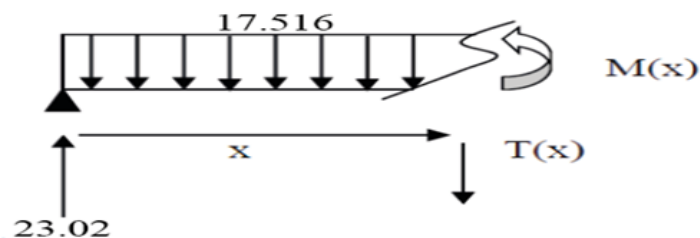
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.677 \times 1.5) + (7.65 \times 1.35)$$

$$R_B = 12.53 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des moments et efforts tranchants :**

ELU :

Pour : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$



CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Effort tranchant :

$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow T(x) = 23.02 - 17.516 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = 23.02 \text{ KN} \\ x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -3.254 \text{ KN} \end{cases}$$

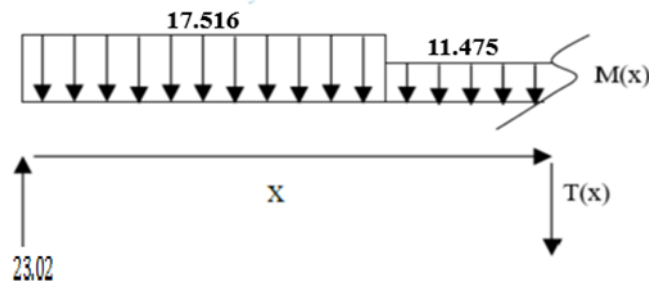
Moment fléchissant :

$$M(x) = 23.02 x - 17.516 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 23.02 - 17.516 x = 0 \Rightarrow x = 1.31 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.31 \Rightarrow M(x) = 15.216 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 14.824 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $1.5 \leq x \leq 2.85 \text{ m}$



$$\sum F_{/V} = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -3.254 - 11.475 \times (x - 1.5)$$

$$\begin{cases} x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -3.254 \text{ KN} \\ x = 2.85 \Rightarrow T(x) = -18.745 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 23.02x - 17.516 \times 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2} \right) - 11.475 \frac{(x - 1.5)^2}{2}$$

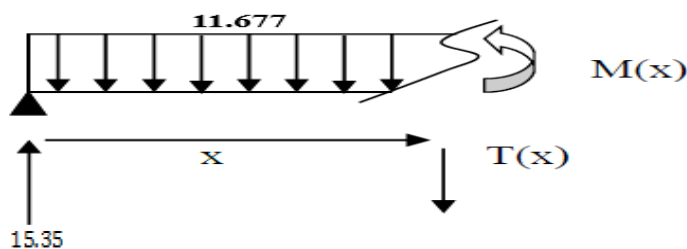
$$M(x) = -5.737 x^2 + 13.957x + 6.796$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.475x + 13.957 = 0 \Rightarrow x = 1.21 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.21 \Rightarrow M(x) = 15.284 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 14.824 \text{ KN.m} \\ x = 2.85 \Rightarrow M(x) = 0.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

Pour : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$



CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Effort tranchant :

$$\sum F_{/V} = 0 \Rightarrow T(x) = 15.35 - 11.677 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = 15.35 \text{ KN} \\ x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -2.16 \text{ KN} \end{cases}$$

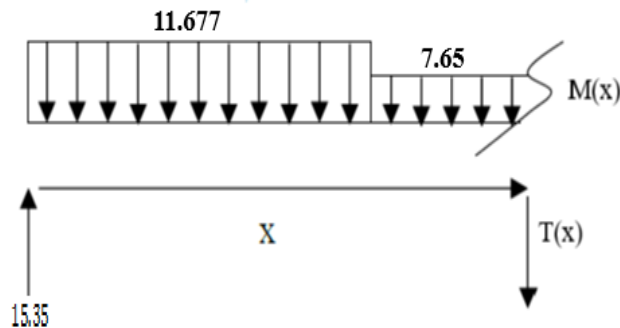
Moment fléchissant :

$$M(x) = 15.35 x - 11.677 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{d M(x)}{d x} = 0 \Rightarrow 15.35 - 11.677 x = 0 \Rightarrow x = 1.31 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.31 \Rightarrow M(x) = 10.08 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 9.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $1.5 \leq x \leq 2.85 \text{ m}$



$$\sum F_{/V} = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -2.16 - 7.65 \times (x - 1.5)$$

$$\begin{cases} x = 1.5 \Rightarrow T(x) = -2.16 \text{ KN} \\ x = 2.85 \Rightarrow T(x) = -12.487 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 15.35 x - 11.677 \times 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2} \right) - 7.65 \frac{(x - 1.5)^2}{2}$$

$$M(x) = -3.825x^2 + 9.309 x + 4.53$$

$$\frac{d M(x)}{d x} = 0 \Rightarrow -7.65x + 9.309 = 0 \Rightarrow x = 1.21 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.21 \Rightarrow M(x) = 10.19 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(x) = 9.88 \text{ KN.m} \\ x = 2.85 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant :

Le moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0$

Le moment sur travée : $M_t = 0.85 M_0$

Tableau III. 6: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 5.

Designation	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_U (KN)
ELU	15.284	7.642	12.99	23.02
ELS	5.09	8.66	10.353	15.35

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

❖ Les résultats sont regroupés dans les tableaux qui suit :

Tableau III. 7: Tableau récapitulatif des sollicitations générale.

	Designation	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	T _U (KN)
Paillasse 1	ELU	58.236	29.118	49.5	44.725
	ELS	39.879	19.938	33.897	30.479
Paillasse 2	ELU	14.51	7.225	12.333	22.368
	ELS	9.674	4.837	8.222	14.912
Paillasse 3	ELU	18.52	9.26	15.74	25.28
	ELS	12.18	6.09	10.353	16.86
Paillasse 4 et 6	ELU	42.343	7.642	12.99	-31.229
	ELS	28.294	8.66	10.353	-20.805
Paillasse 5	ELU	15.284	7.642	12.99	23.02
	ELS	5.09	8.66	10.353	15.35

NOTE 1 :

A partir des résultats obtenus, nous suggérons deux types de ferrailage :

Le premier type : Pour (Paillasse 1)

Le deuxième type : Pour (Paillasse 2, Paillasse 3, Paillasse 4, Paillasse 5, Paillasse 6).

NOTE 2 :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables.

NOTE 3 :

Les résultats sont similaires et il n'y aura pas d'impact économique.

NOTE 4 :

Dans notre cas, les escaliers relies directement au voile, donc n'étudie pas la poutre palière.

III. 3. 3. Calcul des armatures :

a. Le premier type :

❖ **Armatures longitudinales :**

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$, $\mu_l = 0.392$, $b = 1 \text{ m}$, $d = 18 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{46.5 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.18^2} = 0.107 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.107}) = 0.14 \quad ,$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.14) = 16.99 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_U}{z \times \sigma_s} = A_t = \frac{46.5 \times 10^6}{169.9 \times 347.82} = 7.86 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Tableau III. 8: Armatures longitudinales (type 1).

Designation	M _U	μ	α	Z cm	A _{t CAL} cm ²
Travée	46.5	0.107	0.14	16.99	7.86
Appuis	29.118	0.06	0.077	17.44	4.8

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 180 \times 2.1}{400} = 217.35 \text{ mm}^2 = 2.1735 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max[A_t; A_{S \min}]$$

$$A_S = \max[7.86 \text{ cm}^2; 2.1735 \text{ cm}^2]; A_S = 7.86 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 9: Résultats de calcul de ferrailage d'escalier (type 1).

Désignation	A _{t CAL} (cm ²)	A _{S min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	7.86	2.1735	7.86	7T12 = 7.92
Appuis	4.8	2.1735	4.8	5T12 = 5.65

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maxima $V_{max} = 44.725 \text{ KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b_0 \times d)} = \frac{44.725 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.248 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu nuisible ... (BAEL 91 A.5.1,211)

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

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0.248 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_{max}}{4}$$

Tableau III. 10: les armatures de répartition.

Désignation	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.98	3T10 = 2.36
Appuis	1.41	3T8 = 1.51

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

❖ Espacement entre les armatures : (BAEL91 A.8.2, 4.2) [1]

• Armatures longitudinales :

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

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

Travée : $S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm}$... Condition vérifiée.

Appuis : $S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm}$... Condition vérifiée.

• Armatures transversales:

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

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

Travée : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}$... Condition vérifiée.

Appuis : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}$... Condition vérifiée.

❖ Vérification à ELS

• En travée :

$$M_t = 33.897 \text{ KN.m}$$

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

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15(18 - y)7.92 = 0$$

$$50y^2 + 270y - 2138.4 = 0$$

$$y = 4,37 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.74^3 + 15(18 - 4.74)^2 \times 5.65 = 18451.26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{19.938 \times 10^6}{18451.26 \times 10^4} \times 47.4 = 5,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

❖ Vérification de la flèche (BAEL B .6.5.1 ,1) [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$h = 0,2 \text{ m}; \quad l = 4.40 \text{ m}; \quad A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.2}{4.40} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée,}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.2}{4.40} \geq 0.08 \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée,}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,2} \leq \frac{4,2}{400} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas satisfaites. Donc il y'a un risque de la flèche.

$$f \leq \bar{f}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Tel que :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

Donc:

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4400}{500} = 8.8 \text{ mm .}$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

E_i : Module instantané de béton. $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$

I_{fi} : L'inertie fissurée. $I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu}$

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

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bd + 15A_s} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.86 \times 18}{100 \times 18 + 15 \times 7.86} = 11.53 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 20 \left[\frac{20}{2} - 11.53 \right]^2 + 15 \times 7.86 (18 - 11.53)^2 = 76283.86 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{7.86}{100 \times 18} = 0,0043$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0043 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 4.88$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = \frac{15 \times 33.847 \times 10^6 (180 - 43.7)}{24852.07 \times 10^4} = 278.44 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0043 \times 278.44 + 2,1} = 0,466$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 76283.86}{1 + 4.88 \times 0.466} = 25630.26 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{33.847 \times 4.40^2}{10 \times 32164,2 \times 25630.26} = 0.007 \text{ mm} < 8 \text{ mm}$$

Donc : $f \leq \bar{f} \dots \dots \text{CV}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

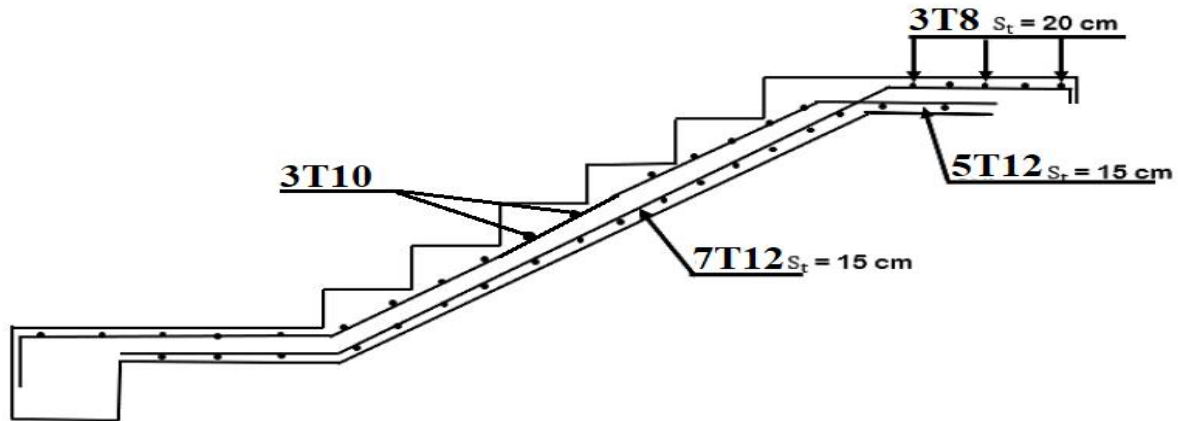


Figure III. 12: Schéma de ferrailage d'escalier type 1.

b. Le deuxième type :

❖ Armatures longitudinal:

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_s = 347.82 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}, \mu_l = 0.392, b = 1 \text{ m}, d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{15.74 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.135^2} = 0.060 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.060}) = 0.077$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.077) = 13.08 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = A_t = \frac{15.74 \times 10^6}{130.8 \times 347.82} = 3.45 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 11: Armatures longitudinales (type 2).

Désignation	M_U (KN. m)	μ	α	Z (cm)	$A_{t \text{ CAL}} (\text{cm}^2)$
Travée	15.74	0.060	0.077	13.08	3.45
Appuis	9.26	0.035	0.044	13.26	2.00

❖ Condition de non fragilité

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 135 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max[A_t; A_{S \min}]$$

$$A_S = \max[3.45 \text{ cm}^2; 1.63 \text{ cm}^2]; A_S = 3.45 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 12: Résultats de calcul de ferrailage d'escalier (type 2).

Désignation	$A_{t \text{ CAL}} (\text{cm}^2)$	$A_{S \min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	3.45	1.63	3.45	4T12 = 4.52
Appuis	2.00	1.63	2.00	4T8 = 2.01

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

❖ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)

On calcule tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{\max} = 31.229 \text{ kN}$; On vérifie la condition de rupture par cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b_0 \times d)} = \frac{31.229 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,231 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu nuisible ... (BAEL 91 A.5.1,2.1.1).

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

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0,231 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_{\max}}{4}$$

Tableau III. 13: les armatures de répartition.

Désignation	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1.13	4T6 = 1.13
Appuis	0.50	4T6 = 1.13

❖ Espacement entre les armatures (BAEL91 A.8.2, 4.2) [1]

• Armatures longitudinales:

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

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

Travée : $S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Appuis : $S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• Armatures transversales:

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

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

Travée : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Appuis : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

❖ Vérification à ELS :

• En travée :

$$M_t = 10.35 \text{ kN.m}$$

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

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15(13.5 - y)4.52 = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 915.3 = 0$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$y = 3.65 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.65^3 + 15(13.5 - 3.65)^2 \times 4.52 = 8199.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.35 \times 10^6}{8199.02 \times 10^4} \times 36.5 = 4.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.60 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

• **En appui :**

$$M_a = 6.09 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15(13.5 - y)2.01 = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 407.02 = 0$$

$$y = 2.56 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 2.56^3 + 15(13.5 - 2.56)^2 \times 2.01 = 4167.70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.09 \times 10^6}{4167.70 \times 10^4} \times 25.6 = 3.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.74 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification de la flèche (BAEL B .6.5.1 ,1) [1]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$h = 0.15 \text{ m}; \quad l = 3.2 \text{ m}; \quad A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{3.2} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée,}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{3.20} \geq 0.084 \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée,}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0.15} \leq \frac{4.2}{400} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas satisfaites. Donc il y'a un risque de la flèche.

$$f \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5.00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5.00 \text{ m}$$

Donc:

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3200}{500} = 6.4 \text{ mm.}$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

E_i : Module instantané de béton. $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$

I_{fi} : L'inertie fissurée. $I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu}$

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

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bd + 15A_s} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13.5}{100 \times 13.5 + 15 \times 4.52} = 8.58 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left[\frac{15}{2} - 8.58 \right]^2 + 15 \times 4.52 (13.5 - 8.58)^2 = 6765.79 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0,0033$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0033 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 6.36$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = \frac{15 \times 10.35 \times 10^6 (135 - 36.5)}{8199.02 \times 10^4} = 186.51 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 186.51 + 2,1} = 0,194$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 6765.79}{1 + 6.36 \times 0.194} = 3331.15 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{15.74 \times 3.2^2}{10 \times 32164,2 \times 3331.15} = 0.015 \text{ mm} < 8 \text{ mm} \text{ Donc } f \leq \bar{f} \dots \text{CV}$$

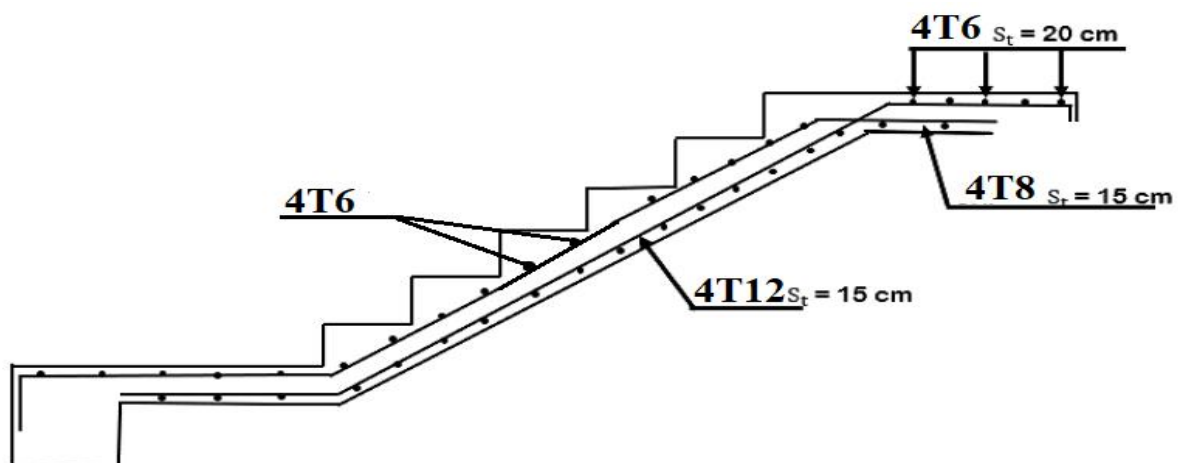


Figure III. 13: Schéma de ferrailage d'escalier type 2.

III. 4. LES PLANCHERS :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

III. 4. 1. Généralité :

Dimensionnement des poutrelles :

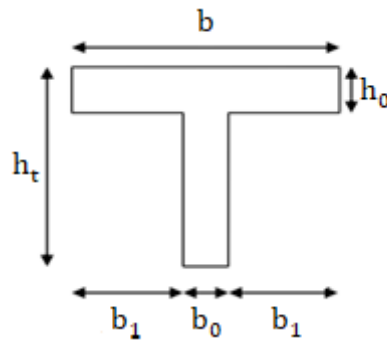


Figure III. 14: dimensions de la poutrelle.

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

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

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

$$h = 20 \text{ cm}$$

III. 4. 2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

- Plancher terrasse : (terrasse inaccessible)

$$G = 6290 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 1000 \text{ N/m}^2$$

$$g = G \times 0.65 = 4088.5 \text{ N/ ml}$$

$$q = Q \times 0.65 = 650 \text{ N/ ml}$$

- Plancher étage courant :

$$G = 6000 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 1500 \text{ N/m}^2$$

$$g = G \times 0.65 = 3900 \text{ N/ ml}$$

$$q = Q \times 0.65 = 975 \text{ N/ ml}$$

III. 4. 3. Les combinaisons d'action :

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

$$q_U = 0.65 P_U$$

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

$$q_s = 0.65 P_S$$

Tableau III. 14: Les combinaisons d'action.

Designation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6.49	6.24
ELS	4.7385	4.875

III. 4. 4. Type et Position des poutrelles :

- ❖ Différents types de poutrelles :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

- Plancher étage courant : on a deux types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 8 appuis a 7 travées :

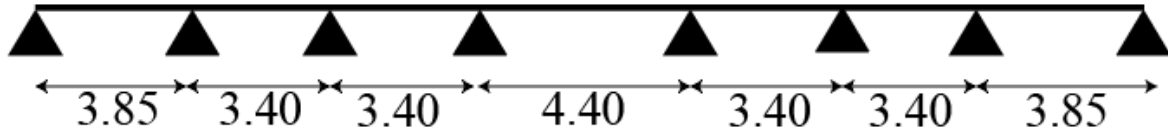


Figure III. 15: poutrelle type1 (étage).

Type 2 : poutrelle sur 4 appuis a 3 travées :

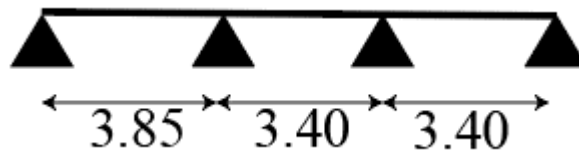


Figure III. 16: poutrelle type2 (étage).

- Plancher terrasse inaccessible : il ya un seul type de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 8 appuis à 7 travées :

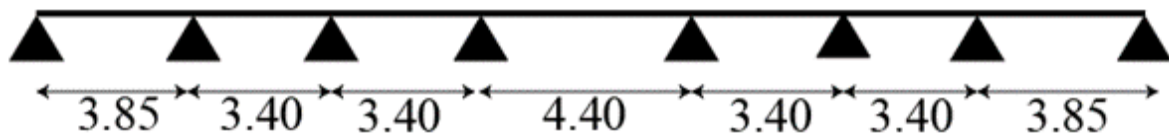


Figure III. 17: poutrelle type 1 (terrasse).

III. 4. 5. Méthodes de calculs :

III. 4. 5. 1. Méthode forfaitaire : (annexe E.1 du BAEL 91/99)

❖ Conditions d'application (Article. B6.2.210) [5]:

Cette méthode s'applique si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Plancher à surcharge modérée :

$$Q \leq \min (2G; 5\text{KN/m}^2).$$

- Le rapport entre deux portées successives doivent satisfaire la condition :

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25.$$

- La fissuration doit être peu nuisible (F.P.N) (élément qui n'est pas en contact avec les intempéries).

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

❖ Exposée de la méthode:

Soit une poutre continue soumise à une charge q . et soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

• Moment appuis :

- Sur les Appuis de rive : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0,15M_0)$.
- Appuis intermédiaires : Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0,6M_0)$

- Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0,6M_0)$

- Poutres à plus de deux travées :

$(-0,5M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive

$(-0,4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

• Moment en Travées :

$$(1) \dots M_t + \frac{(M_d + M_g)}{2} \geq \max [1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0]$$

$$(2) \dots \begin{cases} M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2} & \text{Pour la travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0}{2} & \text{Pour la travée de rive.} \end{cases}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

• Valuation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

- L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.

- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

- Soit par la méthode RDM : Compte tenu de la continuité :

$$V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

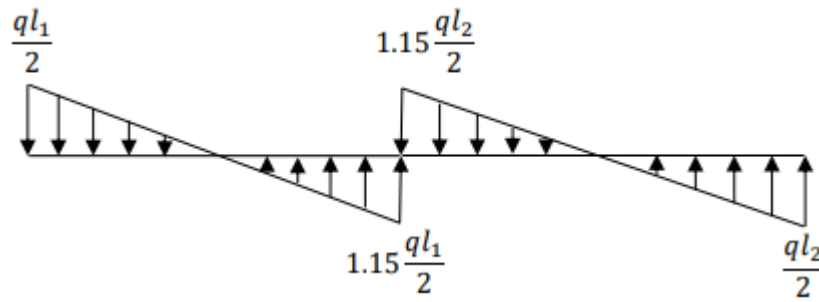


Figure III. 18: Diagramme des efforts tranchants une poutre à deux travées.

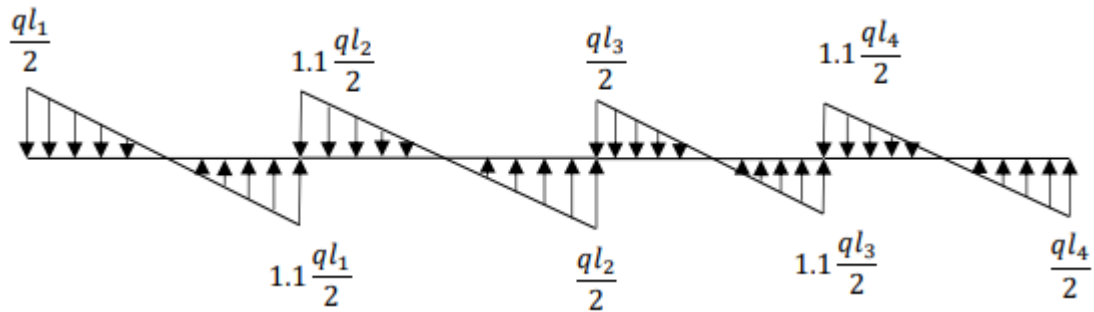


Figure III. 19: Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées.

❖ Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99)

➤ Condition d'application Article B.6.2, 220 [1]

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé :
($Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).

➤ Principe de la méthode Article B.6.2, 221 [1]

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

➤ Application de la méthode

• Moments aux appuis article E.2.2,1 [1]

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_i = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

l'_g ; l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

q_g ; q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$l' = 0.8l$ travée intermédiaire.

$l' = l$ travée de rive.

• Moment en travée article E.2.2, 2 [1]

$$M_t(x) = M_0 + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$M_0 = q \times \frac{x}{2} \times (1 - x)$$
$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

- **Efforts tranchants** (Article E.2.2, 3) [1]

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

l_i : Portée de la travée.

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

III. 4. 5. 2. Méthode de Caquot minorée

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée $G' = 2/3 G$.

Remarque : Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

III. 4. 6. Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

III. 4. 6. 1. Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

Plancher terrasse : $G_{\text{terrasse}} = 6,29 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$

$1 \leq \min(2 \times 6,29, 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow 1 \leq \min(12,58 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Plancher étage: $G_{\text{etage}} = 6 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{etage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$1,5 \leq \min(2 \times 6, 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow 1,5 \leq \min(12 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Le rapport : $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$.

Pour type 1:

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{3,85}{3,40} = 1,13 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 0,8 \leq \frac{3,40}{3,40} = 1 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 0,8 \leq \frac{3,40}{4,40} = 0,77 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 0,8 \leq \frac{4,40}{3,40} = 1,29 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ 0,8 \leq \frac{3,40}{3,40} = 1 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 0,8 \leq \frac{3,40}{3,85} = 0,88 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La condition (d) de la méthode forfaitaire n'étant pas vérifiée, la méthode appliquée sera ainsi celle de Caquot minorée.

Pour type 2:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{3,85}{3,40} = 1,13 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 0,8 \leq \frac{3,40}{3,40} = 1 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 0,8 \leq \frac{3,40}{4,40} = 0,77 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions vérifiées donc la méthode appliquée c'est la méthode forfaitaire.

III. 4. 7. Exemple d'application : (charge permanente minorée)

La charge permanente $G = 6 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$G' = \frac{2}{3} \times (G) = \frac{2}{3} \times (6)$$

$$G' = 4 \text{ KN/m}^2$$

- **ELU :**

$$P'_u = 1.35 \times G' + 1.5 \times Q$$

$$P'_u = 1.35 \times 4 + 1.5 \times 1.5 = 7.65 \text{ KN/m}^2$$

$$q'_u = 0.65 \times P'_u$$

$$q'_u = 0.65 \times 7.65 = 4.972 \text{ KN/m}$$

- **ELS :**

$$P'_s = G' + Q$$

$$P'_s = 4 + 1.5 = 5.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q'_s = 0.65 \times P'_s$$

$$q'_s = 0.65 \times 5.5 = 3.575 \text{ KN/m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Tableau III. 15: les chargements sur les poutrelles.

Designation	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P' _u (KN/m ²)	q' _u (KN/m)	P' _s (KN/m ²)	q' _s (KN/m)
Terrasse	4.19	1	7.61	4.654	5.19	3.375
Étage	4	1.5	7.65	4.972	5.5	3.575

III. 4. 8. Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutrelle Type 01 (Terrasse et étage) :

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois types de combinaison de charge :

Cas 01: CCCCC:

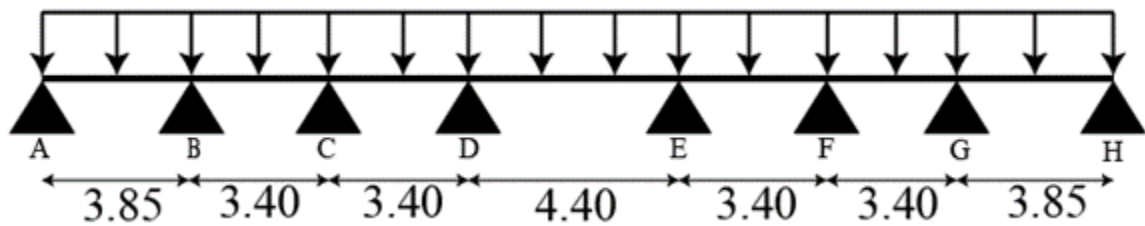


Figure III. 20: Schéma de cas 1.

Cas 02 : DCDCD :

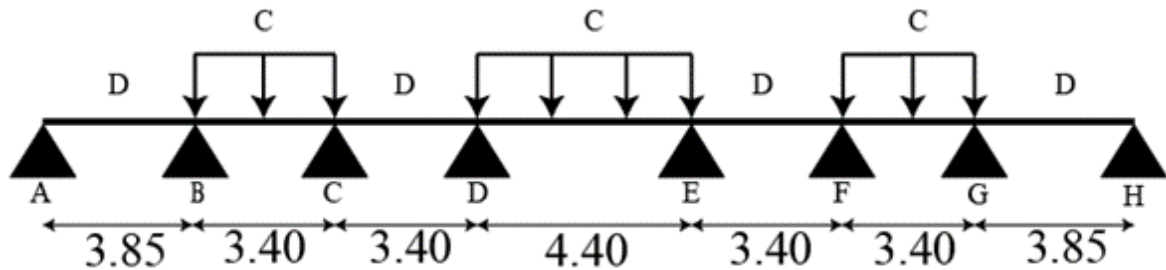


Figure III. 21: Schéma de cas 2.

Cas 03 : CDCDC :

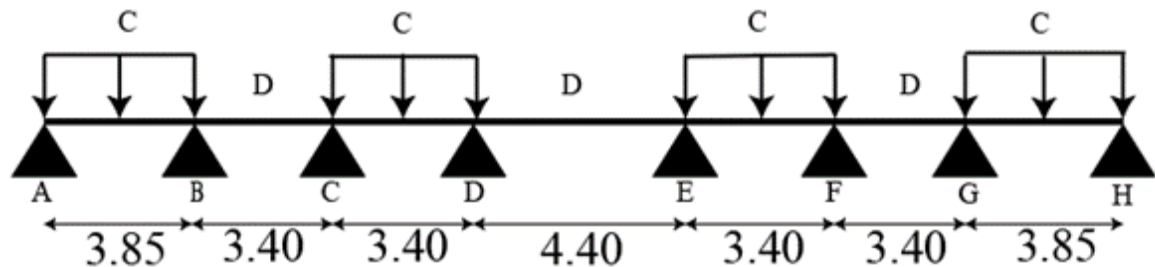


Figure III. 22: Schéma cas 3.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Avec :

En ELU : $C = 1,35G + 1,5Q$; $D = 1,35G$

En ELS : $C = G + 1,5Q$; $D = G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe)

A titre d'exemple on prend le cas 1 pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot :

a. Calcul des moments aux appuis :

❖ Appuis intermédiaires:

❖ Appui B:

$$M_B = - \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

À ELU:

Avec:

$$\begin{aligned} q'_g &= q'_d = 4.65 \text{ KN/m} \\ l'_g &= l_g = 3.85 \text{ m} \\ l'_d &= 0.8 l_d = 0.8 \times 3.4 = 2.72 \text{ m} \\ M_B &= - \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} = - \frac{4.654 \times 3.85^3 + 4.654 \times 2.72^3}{8.5 \times (3.85 + 2.72)} = - 6.432 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

À ELS:

Avec:

$$\begin{aligned} q'_g &= q'_d = 3.37 \text{ KN/m} \\ l'_g &= l_g = 3.85 \text{ m} \\ l'_d &= 0.8 l_d = 0.8 \times 3.4 = 2.72 \text{ m} \\ M_B &= - \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} = - \frac{3.375 \times 3.85^3 + 3.375 \times 2.72^3}{8.5 \times (3.85 + 2.72)} = - 4.665 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Tableau III. 16: moments aux appuis intermédiaires.

Appuis intermédiaire	ELU	ELS	Longueurs fictives		Moments (KN.m)	
	$q'_g = q'_d$	$q'_g = q'_d$	l'_g	l'_d	ELU	ELS
B	4.654	3.375	3.85	2.72	- 6.432	- 4.665
C	4.654	3.375	2.72	2.72	- 4.050	- 2.937
D	4.654	3.375	2.72	3.52	- 5.592	- 4.055
E	4.654	3.375	3.52	2.72	- 5.592	- 4.055
F	4.654	3.375	2.72	2.72	- 4.050	- 2.937
G	4.654	3.375	2.72	3.85	- 6.432	- 4.665

❖ Appuis des rives :

Pour les appuis de rive solidaires à un poteau ou à une poutre, il est recommandé d'employer des aciers longitudinaux supérieurs, afin d'équilibrer un moment négatif au moins égal à :

$$M_A = 0.15 M_0^{AB} ; M_H = 0.15 M_0^{GH}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$M_0^{AB} = - \frac{q' \times l_{AB}^2}{8}$$

$$M_0^{GH} = - \frac{q' \times l_{GH}^2}{8}$$

Tableau III. 17: Moments aux appuis de rive.

Appuis	Longueur de la travée « l »	La charge transmis « q »		Moments M_0 (KN.m)		Moments aux appuis (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A	3.85	4.65	3.37	- 8.61	- 6.24	- 1.293	- 0.937
H	3.85	4.65	3.37	- 8.61	- 6.24	- 1.293	- 0.937

b. Calcul des moments en travées :

❖ Travée AB :

Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$M_0(X_0) = \frac{q - X_0}{2} \times (l - X_0)$$

$$M_t = M_0(X_0) + M_g \left(1 - \frac{X_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{X_0}{l}\right)$$

Remarque : pour le calcul des moments en travées on aura à considérer la charge permanente G.

À ELU : Soit $q_u = 6.24$ KN/m

Travée AB :

$$X_0 = \frac{3.85}{2} - \frac{-1.29 - (-6.432)}{6.49 \times 3.85} = 1.719 \text{ m}$$

$$M_0(1.719) = \frac{6.49 - 1.719}{2} \times (3.85 - 1.719) = 5.083 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.083 + (-1.29) \left(1 - \frac{1.719}{3.85}\right) + (-6.42) \left(\frac{1.719}{3.85}\right) = 1.49 \text{ KN.m}$$

À ELS : Soit $q_u = 4.875$ KN/m

$$X_0 = \frac{3.85}{2} - \frac{-0.93 - (-4.66)}{4.738 \times 3.85} = 1.720 \text{ m}$$

$$M_0(1.627) = \frac{4.738 - 1.720}{2} \times (3.85 - 1.720) = 3.214 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3.214 + (-0.937) \left(1 - \frac{1.720}{3.85}\right) + (-4.66) \left(\frac{1.720}{3.85}\right) = 0.615 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux qui suit :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Tableau III. 18: Moments sur travées CAS 1 (poutrelle type1 (terrasse)).

Travées	X_0		M_0		M_t	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	1.719	1.720	5.083	3.214	1.499	0.615
BC	1.812	1.803	8.977	7.018	3.825	3.280
CD	1.627	1.633	9.00	7.033	4.223	3.569
DE	2.20	2.20	15.1	11.797	9.52	7.575
EF	1.627	1.633	9.00	7.033	4.223	3.569
FG	1.812	1.803	8.977	7.018	3.825	3.280
GH	1.711	1.627	11.418	3.610	7.86	1.107

Tableau III. 19: Moments aux appuis (poutrelle type1 (terrasse)).

Cas	ELU							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Cas 01	− 1.293	− 6.432	− 4.050	− 5.592	− 5.592	− 4.050	− 6.432	− 1.293
Cas 02	− 1.022	− 5.436	− 3.626	− 5.222	− 5.222	− 3.626	− 5.436	− 1.022
Cas 03	− 1.293	− 6.081	− 3.626	− 4.790	− 4.790	− 3.626	− 6.081	− 1.293
M_a max	− 1.293	− 6.432	− 4.050	− 5.592	− 5.592	− 4.050	− 6.432	− 1.293

Tableau III. 20: Moments aux appuis (poutrelle type1 (terrasse)).

Cas	ELS							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Cas 01	− 0.937	− 4.665	− 2.937	− 4.055	− 4.055	− 2.937	− 4.665	− 0.937
Cas 02	− 0.756	− 3.998	− 2.653	− 3.808	− 3.808	− 2.653	− 3.998	− 0.756
Cas 03	− 0.937	− 4.430	− 2.653	− 3.519	− 3.519	− 2.653	− 4.430	− 0.937
M_a max	− 0.937	− 4.665	− 2.937	− 4.055	− 4.055	− 2.937	− 4.665	− 0.937

Tableau III. 21: Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).

Cas	Travées	X_0		M_0		M_t	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Cas 1	AB	1.719	1.720	5.083	3.214	1.495	0.611
	BC	1.807	1.824	3.730	2.296	− 1.436	− 1.456
	CD	1.630	1.630	4.301	2.750	− 0.488	− 0.722
	DE	2.20	2.20	− 0.055	− 0.931	− 5.647	− 4.986
	EF	1.630	1.630	4.301	2.750	− 0.488	− 0.722
	FG	1.807	1.824	3.730	2.296	− 1.436	− 1.456
	GH	1.719	1.720	5.083	3.214	1.495	0.611
Cas 2	AB	1.748	1.747	4.983	3.145	2.102	0.917
	BC	1.782	1.872	3.808	2.189	− 0.679	− 1.714
	CD	1.627	1.628	4.311	2.755	− 0.030	− 0.451
	DE	2.20	2.20	− 0.055	− 0.931	− 5.277	− 4.739

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

	EF	1.627	1.628	4.311	2.755	-0.030	-0.451
	FG	1.782	1.872	3.808	2.189	-0.679	-1.714
	GH	1.748	1.747	4.983	3.145	2.102	0.917
Cas 3	AB	1.720	1.738	4.813	3.312	1.454	0.790
	BC	1.811	1.810	3.717	2.327	-1.056	-1.157
	CD	1.647	1.646	4.244	2.711	0.054	-0.361
	DE	2.20	2.20	-0.055	-0.931	-4.845	-4.450
	EF	1.647	1.646	4.244	2.711	0.054	-0.361
	FG	1.811	1.810	3.717	2.327	-1.056	-1.157
	GH	1.720	1.738	4.813	3.312	1.454	0.790

Tableau III. 22: Moments aux appuis (poutrelle type1 (étage)).

Cas	ELU							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Cas 1	- 1.293	-6.872	- 4.327	- 5.974	- 5.974	- 4.327	-6.872	- 1.293
Cas 2	- 1.022	- 5.378	- 3.691	- 5.420	- 5.420	- 3.691	- 5.378	- 1.022
Cas 3	- 1.293	- 6.345	- 3.691	- 4.772	- 4.772	- 3.691	- 6.345	- 1.293
M_{a max}	- 1.293	- 6.872	- 4.327	- 5.974	- 5.974	- 4.327	- 6.872	- 1.293

Tableau III. 23: Moments aux appuis (poutrelle type1 (étage)).

Cas	ELS							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Cas 1	- 1.381	- 4.941	- 3.111	- 4.296	- 4.296	- 3.111	- 4.941	- 1.381
Cas 2	-0.975	- 3.945	- 2.687	- 3.926	- 3.926	- 2.687	- 3.945	-0.975
Cas 3	- 1.381	- 4.890	- 2.987	- 3.494	- 3.494	- 2.987	- 4.890	- 1.381
M_{a max}	- 1.381	- 4.941	- 3.111	- 4.296	- 4.296	- 3.111	- 4.941	- 1.381

Tableau III. 24: Moments sur travées (poutrelle type1 (étage)).

Cas	Travées	X₀		M₀		M_t	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Cas 1	AB	1.650	1.753	4.879	3.278	1.435	0.623
	BC	1.734	1.860	3.580	2.341	-1.378	-1.485
	CD	1.564	1.662	4.128	2.805	-0.468	-0.736
	DE	2.112	2.244	-0.052	-0.949	-5.421	-5.085
	EF	1.564	1.662	4.128	2.805	-0.468	-0.736
	FG	1.734	1.860	3.580	2.341	-1.378	-1.485
	GH	1.650	1.753	4.879	3.278	1.435	0.623
Cas 2	AB	1.678	1.781	4.783	3.207	2.017	0.935

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

	BC	1.710	1.909	3.655	2.232	-0.651	-1.748
	CD	1.561	1.660	4.138	2.810	-0.028	-0.460
	DE	2.112	2.244	-0.052	-0.949	-5.065	-4.833
	EF	1.561	1.660	4.138	2.810	-0.028	-0.460
	FG	1.710	1.909	3.655	2.232	-0.651	-1.748
	GH	1.678	1.781	4.783	3.207	2.017	0.935
Cas 3	AB	1.651	1.772	4.620	3.378	1.395	0.805
	BC	1.738	1.846	3.568	2.373	-1.013	-1.180
	CD	1.581	1.678	4.074	2.765	0.051	-0.368
	DE	2.112	2.244	-0.052	-0.949	-4.651	-4.539
	EF	1.581	1.678	4.074	2.765	0.051	-0.368
	FG	1.738	1.846	3.568	2.373	-1.013	-1.180
	GH	1.651	1.772	4.620	3.378	1.395	0.805

c. Calcul des efforts tranchants : (poutrelle type1 (terrasse et étage)).

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

l_i : Portée de la travée

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.49 \times 3.85}{2} - \frac{-1.293 - (-6.432)}{3.85} = 11.15 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.49 \times 3.85}{2} - \frac{-1.293 - (-6.432)}{3.85} = -13.82 \text{ KN}$$

Tableau III. 25: Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Terrasse)).

Travées	efforts tranchants (KN)	
	Gauche	Droite
AB	11.15	13.82
BC	11.87	-10.28
CD	10.57	-11.48
DE	14.27	- 14.27
EF	10.57	-11.48
FG	11.87	-10.28
GH	11.15	13.82
V_{max}	14.27	

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Tableau III. 26: Efforts tranchants (poutrelles type 1 (étage)).

Travées	efforts tranchants (KN)	
	Gauche	Droite
AB	10.56	-13.46
BC	11.35	-9.85
CD	10.12	-11.09
DE	13.72	-13.72
EF	10.12	-11.09
FG	11.35	-9.85
GH	10.56	-13.46
V_{max}	13.72	

III. 4. 9. Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutrelle Type 02 (étage) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} ; \alpha = 0.2$$

Tableau III. 27: Moment et effort tranchant (ELU) (poutrelle Type 02 (étage)).

Travée	L (M)	P _U	M ₀	M _g	M _d	M _{t1}	M _{t2}	M _t	T _g	T _d
travée 1	3.85	6.24	11.56	1.73	5.78	8.49	14.56	14.56	12.01	13.21
travée 2	3.4	6.24	9.01	4.50	4.50	5.05	9.55	9.55	11.66	11.66
travée 3	3.4	6.24	9.01	4.5	1.35	6.63	9.55	9.55	11.66	10.60

Tableau III. 28: Moment et effort tranchant (ELS) (poutrelle Type 02 (étage)).

Travée	L (M)	P _U	M ₀	M _g	M _d	M _{t1}	M _{t2}	M _t	T _g	T _d
travée 1	3.85	4.875	9.03	1.35	4.51	6.64	11.37	11.37	9.38	10.32
travée 2	3.4	4.875	7.04	3.52	3.52	3.94	7.46	7.46	9.11	9.11
travée 3	3.4	4.875	7.04	3.52	1.05	5.18	7.46	7.46	9.11	8.28

III. 4. 10. Ferrailage des poutrelles :

a. Poutrelle type1 (terrasse) :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Tableau III. 29: Les sollicitations les plus défavorables.

CAS	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	-5.647	-4.986
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	- 6.432	- 4.665
Moment en appui de rive (KN.m)	- 1.293	- 0.937
Effort tranchant (KN)	14.27	

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

❖ Ferrailage en travée :

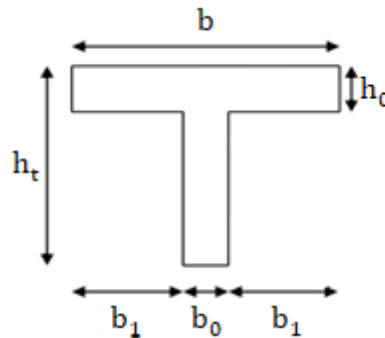


Figure III. 23: dimensionnement des poutrelles.

Données :

$$b = 65 \text{ cm} , h_0 = 4 \text{ cm} , b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

Moment équilibré par la table de compression M_{tu}

$$M_{TU} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Si : $M_U \leq M_{TU} \rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

Si : $M_U \geq M_{TU} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T.

$$M_{TU} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{TU} = 59.072 > M_U = 5.647$$

Donc : la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5.647 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = \frac{M_U}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0188$$

$$0.0188 < 0.186 \Rightarrow (\text{PIVOT A})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0188}) = 0.023$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.023) = 17.83 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{5.647 \times 10^6}{17.83 \times 347.82} = 91.05 \text{ mm}^2 = 0.9105 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} = 141,277 \text{ mm}^2 = 1,412 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$A_s = \max[A_t; A_{s \min}]$$

$$A_s = \max[0.9105 \text{ cm}^2; 1.412 \text{ cm}^2]; A_s = 1.412 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 1.412 \text{ cm}^2$.

Alors on adopte : 2HA10 = 1,57 cm².

❖ Ferrailage en appuis :

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire $d = 18 \text{ cm}$ et $b_0 = 10 \text{ cm}$

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

$$\mu_{bu} = \frac{6,432 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,16} = 0,135 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,135}) = 0,181$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0,181) = 16,69 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{6,432 \times 10^6}{166, \times 347.82} = 110.7 \text{ mm}^2 = 1.107 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité:

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,735 \text{ mm}^2 = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max[A_a; A_{s \min}]$$

$$A_s = \max[1,107 \text{ cm}^2; 0,217 \text{ cm}^2]; A_s = 1,107 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 1,107 \text{ cm}^2$.

Alors on adopte : 2HA10 = 1,57 cm².

❖ Vérifications à l'ELU :

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maxima $V_{\max} = 14.27 \text{ KN}$; On vérifie la condition de rupture par cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Avec:

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b_0 \times d)} = \frac{14,27 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,792 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu nuisible. ... (BAEL 91 A.5.1,211)

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0,797 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- **Choix des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \max} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right\} = \min \{5,714; 10; 10\} = 5,714$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \quad ; A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- ❖ **L'espacement S_t (BAEL A.5.1 ,23) :**

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$1) S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 16,2 \text{ cm}$$

$$2) S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0,4 \times b_0)}$$

$$S_{t2} \leq \frac{(0,57 \times 235)}{(0,4 \times 10)} = 33,48 \text{ cm}$$

$$3) S_{t3} \leq \frac{(0,8 A_t \times f_e)}{b_0(\tau_u - 0,3 f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0,8 \times 0,57 \times 235)}{10(0,792 - 0,3 \times 2,1)} = 66,14 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(16,2 \text{ cm}; 33,48 \text{ cm}; 66,14 \text{ cm})$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

- ❖ **Vérification de la bielle de béton (BAEL A.5.1 ,313) [1]**

On limite la contrainte de bielle à :

$$\frac{2V_u}{b \times a} \leq \frac{0,8 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$a \geq \frac{3,75 V_u}{b \times f_{c28}} = \frac{3,75 \times 14,27 \times 10^3}{100 \times 25} = 2,45 \text{ cm}$$

$$a = \min(0,9d; (40 - 4)\text{cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow 2,154 \text{ cm} < 16,2 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

- ❖ **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 b d h_0} < \overline{\tau_u}$$

$$\text{Avec } b_1 = 27,5 \text{ cm} ; \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{14,27 \times 10^3 \times 275}{0,9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,93 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- ❖ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui (BAEL A.5.1 ,321)**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant V_u diminué de l'effort du moment qui vient les comprimer.

$$F_{st} = |V_u| - \frac{M_u}{Z} \quad ; \quad Z = 0,9d$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$F_{st} = |V_u| - \frac{M_u}{0,9d} \begin{cases} M_u \geq 0,9dV_u ; & V_u \text{negligeable} \\ M_u \geq 0,9dV_u A_s \geq \frac{\gamma_s \left(|V_u| - \frac{M_u}{0,9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$5.647 > 0,9 \times 0,18 \times 14,27 = 2,31$; $5.647 > 2,31$ Donc les efforts V_u sont négligeables.

❖ Vérifications à l'ELS :

Vérification des contraintes :

❖ En travée:

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

• Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,57(18 - 4) = 190,30 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ L'axe neutre passe par la table, le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$.

Détermination de la valeur de "y "

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y) \times A_s &= 0 \\ \frac{1}{2} \times 65y^2 - 15 \times (18 - y) \times 1,57 &= 0 \\ 32,5 y^2 + 23,55 y - 423,9 &= 0 \\ y &= 4,029 \text{ cm} \end{aligned}$$

• Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2 A_s \\ I &= \frac{1}{3} \times 65 \times 4,029^3 + 15(18 - 4,029)^2 \times 1,57 = 6821,45 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4,986 \times 10^6}{6821,45 \times 10^4} \times 40,29 = 2,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ En appui :

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

• Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,57(18 - 4) = 190,30 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ L'axe neutre passe par la table, le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$.

Détermination de la valeur de "y "

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y)A_s &= 0 \\ \frac{1}{2} \times 65y^2 + 15(18 - y)1,57 &= 0 \\ 32,5 y^2 + 23,55 y - 423,9 &= 0 \\ y &= 3,267 \text{ cm} \end{aligned}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3,267^3 + 15(18 - 3,267)^2 \times 1,57 = 5867,302 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.665 \times 10^6}{5867,302 \times 10^4} \times 32,67 = 2,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,650 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Tableau III. 30: Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	6,883	1.57	4.029	6821.45	2.9	CV
Appuis	4,665	1.57	3,267	5867,302	2,59	

❖ **Vérification de la flèche (BAEL B .6.5.1 ,1) [2]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$h = 0,2 \text{ m} \quad ; \quad l = 4,20 \text{ m} \quad ; \quad A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{4,40} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée}$$

$$2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas satisfaites. Donc il y'a un risque de la flèche.

$$f \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8.8 \text{ mm} .$$

$$f = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

E_i : Module instantané de béton. $E_i = 32164.195 \text{ MPa}$

I_{fi} : L'inertie fissurée.

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} \quad ; \quad \rho = \frac{A}{b_0d}$$

$$\mu = 0,236; \quad \rho = 0,012; \quad \lambda_i = 3,554; \quad I_0 = 38326,315 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 22928,120 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 0.65 \text{ mm} < 8 \text{ mm}$$

Donc: $f \leq \bar{f} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

❖ Schéma de ferrailage : (poutrelle Type 01 Terrasse)

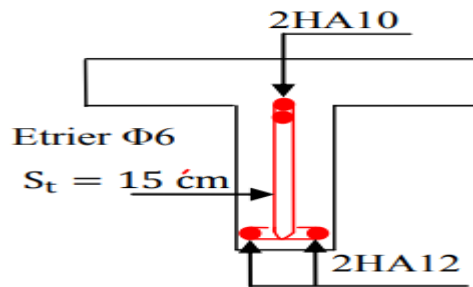


Figure III. 24: Appui intermédiaire.

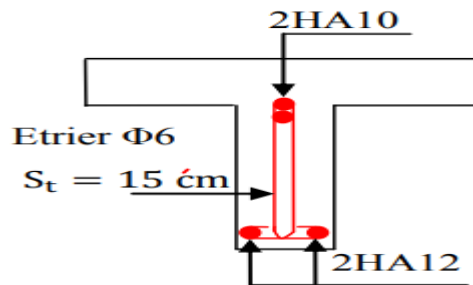


Figure III. 25: Appui de rive.

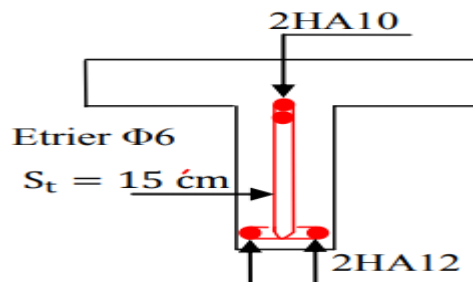


Figure III. 26: Travée.

b. Poutrelle type1 (étage) :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Tableau III. 31: Les sollicitations les plus défavorables.

CAS	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	−5.421	−5.085
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	− 6.872	− 4.941
Moment en appui de rive (KN.m)	− 1.293	− 1.381
Effort tranchant (KN)	13.72	

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

❖ Ferrailage en travée :

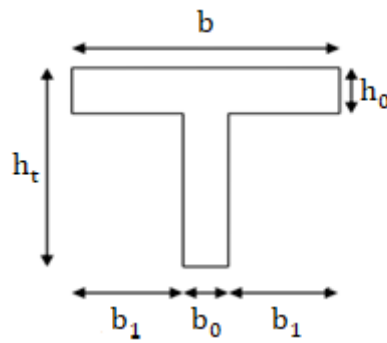


Figure III. 27: dimensionnement des poutrelles.

Données :

$b = 65 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

Moment équilibré par la table de compression M_{TU} .

$$M_{TU} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Si : $M_U \leq M_{TU} \rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

Si : $M_U \geq M_{TU} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T

$$M_{TU} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{TU} = 59.072 > M_U = 5.421$$

Donc : la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5.421 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0181$$

$$\Rightarrow 0.0181 < 0.186 \text{ (PIVOT A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0181}) = 0.022$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.022) = 17.84 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{5.421 \times 10^6}{178.4 \times 347.82} = 0.8736 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} = 141,277 \text{ mm}^2 = 1,412 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max[A_t ; A_{s \min}]$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$A_s = \max [0.873\text{cm}^2; 1,412 \text{ cm}^2] ; A_s = 1,412 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 1.412\text{cm}^2$.

Alors on adopte : 2HA10 = 1,57cm².

❖ En appui :

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire $d = 18 \text{ cm}$ et $b_0 = 10 \text{ cm}$.

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

$$\mu_{bu} = \frac{6,872 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,16} = 0,145 < 0,186 \Rightarrow \text{PIVOT A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,145}) = 0,196$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0,196) = 16,58 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{6.872 \times 10^6}{165.8 \times 347.82} = 1.191 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,735 \text{ mm}^2 = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max[A_a; A_{s \min}]$$

$$A_s = \max[1,191 \text{ cm}^2; 0,217 \text{ cm}^2] ; A_s = 1.191 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 1.191 \text{ cm}^2$.

Alors on adopte : 2HA10 = 1,57cm².

❖ Vérifications à l'ELU :

• Vérification de la contrainte de cisaillement

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maxima $V_{\max} = 13.72 \text{ KN}$, On vérifie la condition de rupture par cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b_0 \times d)} = \frac{13.72 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,762 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu nuisible. (BAEL 91 A.5.1,211)

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0,762 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- **Choix des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \max} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right\} = \min \{5,714; 10; 10\} = 5,714$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \quad ; A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- ❖ **L'espacement S_t (BAEL A.5.1 ,23)**

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0,4 \times b_0)}$$

$$S_{t2} \leq \frac{(0,57 \times 235)}{(0,4 \times 10)} = 33,48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0,8A_t \times f_e)}{b_0(\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0,8 \times 0,57 \times 235)}{10(0,762 - 0,3 \times 2,1)} = 81,18 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(16,2 \text{ cm}; 33,48 \text{ cm}; 81,18 \text{ cm})$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

- ❖ **Vérification de la bielle de béton (BAEL A.5.1 ,313) [1] :**

On limite la contrainte de bielle à :

$$\frac{2V_u}{b \times a} \leq \frac{0,8 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$a \geq \frac{3,75 V_u}{b \times f_{c28}} = \frac{3,75 \times 13,72 \times 10^3}{100 \times 25} = 2,05 \text{ cm}$$

$$a = \min(0,9d; (40 - 4)\text{cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow 2,05 \text{ cm} < 16,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui

- ❖ **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 b d h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } b_1 = 27,5 \text{ cm} ; \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{13,72 \times 10^3 \times 275}{0,9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,89 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- ❖ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui (BAEL A.5.1 ,321)**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant V_u diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$F_{st} = |V_u| - \frac{M_u}{Z} ; \quad Z = 0,9d$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$F_{st} = |V_u| - \frac{M_u}{0,9d} \begin{cases} M_u \geq 0,9dV_u ; & V_u \text{ négligeable} \\ M_u \geq 0,9dV_u A_s \geq \frac{\gamma_s \left(|V_u| - \frac{M_u}{0,9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$5.421 > 0,9 \times 0,18 \times 13.72 = 2,22 ; \quad 5.421 > 2,22$$

Donc les efforts V_u sont négligeables.

❖ Vérifications à l'ELS :

Vérification des contraintes :

❖ En travée :

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

• Position de l'axe neutre:

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (18 - 4) = 190,30 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ L'axe neutre passe par la table, le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$.

Détermination de la valeur de "y "

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y) \times A_s &= 0 \\ \frac{1}{2} \times 65y^2 - 15 \times (18 - y) \times 1.57 &= 0 \\ 32,5 y^2 + 23.55 y - 423.9 &= 0 \\ y &= 4.029 \text{ cm} \end{aligned}$$

• Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2 A_s \\ I &= \frac{1}{3} \times 65 \times 4.029^3 + 15(18 - 4.029)^2 \times 1.57 = 6821.45 \text{ cm}^4 \\ \sigma_b &= \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.085 \times 10^6}{6821.45 \times 10^4} \times 40.29 = 3 \text{ MPa} \\ \sigma_b &= 3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{aligned}$$

❖ En appui :

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

• Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,57(18 - 4) = 190,30 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ L'axe neutre passe par la table, le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$.

Détermination de la valeur de "y "

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y)A_s &= 0 \\ \frac{1}{2} \times 65y^2 + 15(18 - y)1,57 &= 0 \\ 32,5 y^2 + 23,55 y - 423,9 &= 0 \\ y &= 3,267 \text{ cm} \end{aligned}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3,267^3 + 15(18 - 3,267)^2 \times 1,57 = 5867,302 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{4.941 \times 10^6}{5867,302 \times 10^4} \times 32,67 = 2,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,75 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Tableau III. 32: Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	5.421	1.57	4.029	6821.45	3	CV
Appuis	6.872	1.57	3,267	5867,302	2,75	

❖ **Vérification de la flèche (BAEL B .6.5.1 ,1) [2]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$h = 0,2 \text{ m} \quad ; \quad l = 4,20 \text{ m} \quad ; \quad A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H}{I} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.2}{4.40} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{CNV} \\ \frac{H}{I} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \text{CNV} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas satisfaites. Donc il y'a un risque de la flèche.

$$f \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 \text{ mm} .$$

$$f = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

E_i : Module instantané de béton. $E_i = 32164.195 \text{ MPa}$

I_{fi} : L'inertie fissurée.

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \quad ; \quad \rho = \frac{A}{b_0d}$$

$$\mu = 0,236; \quad \rho = 0,012; \quad \lambda_i = 3,554; \quad I_0 = 38326,315 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu} = 22928,120 \text{ cm}^4$$

$$= 0.65 \text{ mm} < 8.4 \text{ mm}$$

Donc : $f \leq \bar{f} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

❖ Schéma de ferrailage : (poutrelle Type 01 étage)

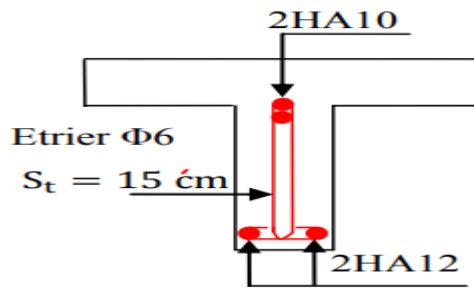


Figure III. 28: Appui intermédiaire.

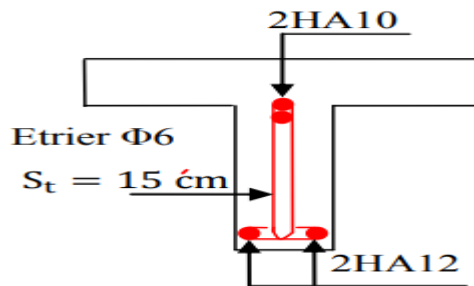


Figure III. 29: Appui de rive.

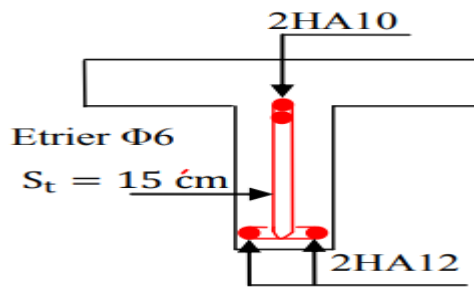


Figure III. 30: Travée.

c. Poutrelle type2 (étage) :

Tableau III. 33: Les sollicitations les plus défavorables.

CAS	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	14.56	11.37
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	5.78	4.51
Moment en appui de rive (KN.m)	1.73	1.35
Effort tranchant (KN)	13.21	

Données :

$b = 65 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

Moment équilibré par la table de compression M_{TU} .

$$M_{TU} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Si : $M_U \leq M_{TU} \rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

Si : $M_U \geq M_{TU} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T

$$M_{TU} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ kn.m}$$

$$M_{TU} = 59.072 > M_U = 14.56$$

Donc : la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{14.56 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.048$$

$$\Rightarrow 0.048 < 0.186 \text{ (PIVOT A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}) = 0.061$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.061) = 17.56 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{14.56 \times 10^6}{175.6 \times 347.82} = 2.38 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} = 141,277 \text{ mm}^2 = 1,412 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max[A_t; A_{s \min}]$$

$$A_s = \max[2.38 \text{ cm}^2; 1,412 \text{ cm}^2]; A_s = 2.38 \text{ cm}^2.$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 2.38 \text{ cm}^2$.

Alors on adopte : 3HA12 = 3.36 cm².

- ❖ **En appui :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maxima $V_{\max} = 13.21 \text{ KN}$; On vérifie la condition de rupture par cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b_0 \times d)} = \frac{13.21 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.733 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu nuisible. (BAEL 91 A.5.1,211)

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

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0.733 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Choix des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \max} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right\} = \min \{5,714; 10; 10\} = 5,714$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} ; A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- ❖ **L'espacement S_t (BAEL A.5.1 ,23)**

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0,4 \times b_0)}$$

$$S_{t2} \leq \frac{(0,57 \times 235)}{(0,4 \times 10)} = 33,48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0,8A_t \times f_e)}{b_0(\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0,8 \times 0,57 \times 235)}{10(0,792 - 0,3 \times 2,1)} = 66,14 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(16,2 \text{ cm}; 33,48 \text{ cm}; 66,14 \text{ cm})$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

- ❖ **Vérification de la bielle de béton (BAEL A.5.1 ,313) [1]**

On limite la contrainte de bielle à :

$$\frac{2V_u}{b \times a} \leq \frac{0,8 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$a \geq \frac{3,75 V_u}{b \times f_{c28}} = \frac{3,75 \times 13,21 \times 10^3}{100 \times 25} = 1,19 \text{ cm}$$

$$a = \min(0,9d; (40 - 4)\text{cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow 2,154 \text{ cm} < 16,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

- ❖ **Vérification de la jonction table-nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 b d h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } b_1 = 27,5 \text{ cm} ; \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{13,21 \times 10^3 \times 275}{0,9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,86 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- ❖ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui (BAEL A.5.1 ,3.2.1)**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant V_u diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$F_{st} = |V_u| - \frac{M_u}{Z} ; Z = 0,9d$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$F_{st} = |V_u| - \frac{M_u}{0,9d} \begin{cases} M_u \geq 0,9dV_u ; & V_u \text{negligeable} \\ M_u \geq 0,9dV_u A_s \geq \frac{\gamma_s \left(|V_u| - \frac{M_u}{0,9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$14.56 > 0,9 \times 0,18 \times 13.21 = 2,14$; $14.56 > 2.14$ Donc les efforts V_u sont négligeables.

❖ Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes

❖ En travée

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

• Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.36 \times (18 - 4) = -185.6 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ L'axe neutre est dans la table, le calcul se fera pour une section en T.

Détermination de la valeur de "y "

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y) \times A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65y^2 - 15 \times (18 - y) \times 3.36 = 0$$

$$32,5 y^2 + 50.4 y - 907.2 = 0$$

$$y = 4.46 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \frac{(b - b_0)(y - h_0)^2}{3} + \eta(d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 4.46 + \frac{(65 - 10)(4.46 - 4)^2}{3} + 15(18 - 4.46)^2 \times 3.36 = 9340.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.37 \times 10^6}{9340.42 \times 10^4} \times 44.6 = 5.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ En appui

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

• Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57(18 - 4) = 190,30 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ L'axe neutre passe par la table, le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$.

Détermination de la valeur de "y "

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65y^2 + 15(18 - y)1.57 = 0$$

$$32,5 y^2 + 23,55 y - 423,9 = 0$$

$$y = 3,267 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2 A_s$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3,267^3 + 15(18 - 3,267)^2 \times 1,57 = 5867,302 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4,51 \times 10^6}{5867,302 \times 10^4} \times 32,67 = 2,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,51 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Tableau III. 34: Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	11.37	3.36	4.46	3940.42	5.42	CV
Appuis	4,51	1.57	3,267	5867,302	2,51	

❖ Vérification de la flèche (BAEL B .6.5.1 ,1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H}{I} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.2}{4.40} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{CNV} \\ \frac{H}{I} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \text{CNV} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.36}{65 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas satisfaites. Donc il y'a un risque de la flèche.

$$f \leq \bar{f}$$

Tel que

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 \text{ mm} .$$

$$f = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

E_i : Module instantané de béton. $E_i = 32164.195 \text{ MPa}$

I_{fi} : L'inertie fissurée.

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}} ; \quad \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0d}$$

$$\mu = 0.61 ; \quad \rho = 0,018 ; \quad \lambda_i = 2.36 ; \quad I_0 = 9340.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i \mu} = 23372.29 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 3.4 \text{ mm} < 8.4 \text{ mm}$$

Donc $f \leq \bar{f} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

❖ Schéma de ferrailage:

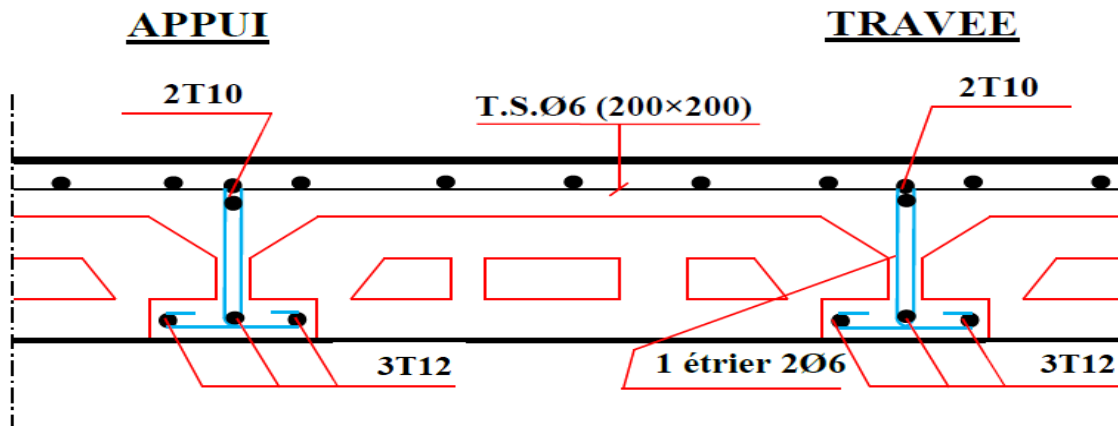


Figure III. 31: Schéma de ferrailage de poutrelle Type 02 (Etage).

III. 5. LES BALCONS :

Les balcons sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Le calcul des balcons se fait selon le mode de fonctionnement et tout dépend de la configuration de la dalle (condition aux limites) Si le balcon est une dalle pleine encastree dans une poutre dans ce cas il sera calculé comme une poutre console Si le balcon est une dalle pleine sur deux appuis (en L), trois ou quatre appuis, le calcul dans ce cas se fait de la même manière que celui des dalles pleines. Dans notre cas on a trois types des balcons :

- Type 1 : Balcons reposant sur deux appuis.
- Type 2 : Balcons reposant sur trois appuis.
- Type 3 : Balcons reposant sur quatre appuis.

Note :

Dans chaque type, nous avons des balcons de différentes dimensions. Nous allons donc calculer le balcon le plus défavorable de chaque type et appliquer le résultat aux autres

III. 5. 1. Exemple de calcul :

❖ Evaluation des charges :

$$\begin{cases} G = 6350 \text{ N/m}^2 \\ Q = 3500 \text{ N/m}^2 \end{cases}$$

❖ Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 6350 + 1,5 \times 3500) \times 1 = 14.6325 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q) \times 1 = (6350 + 3500) \times 1 = 10.45 \text{ KN/ml}$$

Type 1 : dalle sur deux (2) appui :

$$L_x = 1 \text{ m} , \quad L_y = 2.35 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{2.35} = 0.42 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y q_u L_y^2$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et } \nu.$$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{ELU} \\ 0.2 & \text{ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.42 \text{ Donc } \mu_x = 0.102$$

μ_y : Ne sont pas prendre en considération car $\rho < 0.557$ [7]

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 1492.51 \text{ N.m}$$

$$M_y = M_x = 1492.51 \text{ N.m}$$

• Moments en travées :

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85 \times 1492.51 = 1268.6335 \text{ N.m}$$

• Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 447.753 \text{ N.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 476.255 \text{ N.m}$$

❖ Ferrailage du balcon :

$b=100\text{cm}$; $h=15 \text{ cm}$; $d=0.9h=13.5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$;
 $\sigma_s=347.82 \text{ MPa}$, $f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$

Pour appuis :

$$\mu = \frac{M_{Ua}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{0.476255 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.135^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.0184$$

$$\mu = 0.0184 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0184}) = 0.0232$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5 \times (1 - 0.4 \times 0.0232) = 13.374 \text{ cm}$$

$$A_{U1} = \frac{M_{UA}}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{U1} = \frac{M_{UA}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0.476255 \times 10^6}{133.74 \times 347.82} = 10.23 \text{ mm}^2 = 0.1023 \text{ cm}^2$$

Pour travées :

$$\mu = \frac{M_{Ua}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{1.2686335 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.135^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.0491$$

$$\mu = 0.0491 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0491}) = 0.0629$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5 \times (1 - 0.4 \times 0.0629) = 13.160 \text{ cm}$$

$$A_{U1} = \frac{M_{UA}}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{U1} = \frac{M_{UA}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.2686335 \times 10^6}{131.60 \times 347.82} = 27.71 \text{ mm}^2 = 0.2771 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Tableau III. 35: Ferrailage de la dalle pleine type1.

	Sens	M_U (N. m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z(cm)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Appuis	X-X Y-Y	476.225	0.0184	0	0.0232	13.347	0.1023	4T8	2.01
Travée	X-X Y-Y	1268.6335	0.0491	0	0.0629	13.160	0.2771	4T8	2.01

❖ **Espacement :**

$$\begin{aligned} \text{Appuis : } & \begin{cases} \text{sens x - x : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min (4h, 45 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases} \\ \text{Travée : } & \begin{cases} \text{sens x - x : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min (4h, 45 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases} \end{aligned}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$h = e = 15 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, \rho = 0.42$$

$$A_{x \min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b h = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = \rho_0 b h = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\rho_0 = 0.8 \text{ ‰ Pour les barres HA}$$

$$\text{Appuis : } \begin{cases} \text{sens x - x : } A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{x \min} = 1.54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

$$\text{Travée : } \begin{cases} \text{sens x - x : } A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{x \min} = 1.54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1.1) [3]**

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

$$\tau_u = \frac{\tau_{\max}}{b d} < \overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{14.6325 \times 2350 \times 1000}{2 \times 1000 + 2350} = 7.904 \text{ KN}$$

$$\tau_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{14.6325 \times 2350}{3} = 4.877 \text{ KN}$$

$$\tau_{u \max} = 7.904 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.904 \times 10^3}{1000 \times 12} = 0.065 < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_{\max}}{4}$$

Tableau III. 36: Les armatures de répartition.

Designation	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	0.50	4T8 = 2.01
Appuis	0.50	4T8 = 2.01

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

❖ Vérification à L'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.42 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.106 \\ \mu_y = 0.304 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 0.102 \times 10.45 \times 1 = 1.059 \text{ KN.m} \\ M_y = M_x = 1.059 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0.85 M_x = 0.90 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 0.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Vérification des contraintes :

En travée

$$M_t = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Position de l'axe neutre

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} b y^2 - \eta (d - y) A_s &= 0 \\ \frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 (13.5 - y) \times 2.01 &= 0 \\ 50 y^2 + 30.15 y - 407.025 &= 0 \\ y &= 2.56 \text{ cm} \end{aligned}$$

• Moment d'inertie

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s \\ I &= \frac{1}{3} \times 100 \times 2.56^3 + 15 (13.5 - 2.56)^2 \times 2.01 = 3779.98 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.9 \times 10^6}{3779.98 \times 10^4} \times 25.6 = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.62 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 37: Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	0.9	2.01	2.56	3779.98	0.62	CV
Appuis	0.9	2.01	2.56	3779.98	0.62	

❖ Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5, 1) [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Avec : $h = 0.15 \text{ m}$ et $l = 2.35 \text{ m}$.

$$\begin{aligned} A_{st} &= 2.01 \text{ cm}^2 \\ \frac{h}{I} &\geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.063 < 0.062 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{I} &\geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.063 < 0.084 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0014 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV} \end{aligned}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Donc il n'y a aucun risque de flèche.

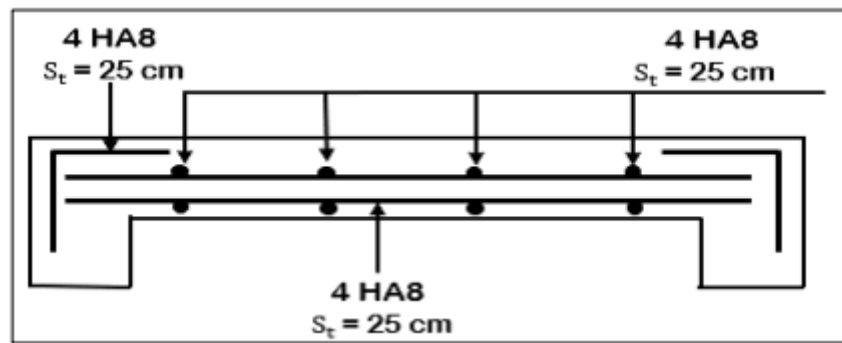


Figure III. 32: Schéma de ferrailage du balcon type 1.

Tableau III. 38: Ferrailage de la dalle pleine type 02.

G	6350 N/m ²
Q	3500 N/m ²
q _u	14.6325 KN/ml
q _{ser}	10.45 KN/ml
L _x	1.30 m
L _y	4.20 m
e	0.15 cm
d	13.5 cm
ρ	0.30
Travaille dans un seul sens	
μ	0.143
α	0.194
Z	7.38 cm
A _S	5.07 cm ²
A _{S min}	0.97 cm ²
A _{S max}	5.07 cm ²
A _{S adp}	5.65 cm ²
S _t	15 cm
Choix de barres	5T12
A _{S rep}	1.41 cm ²
A _{S rep adp}	2.01
Choix de barres	4T8
S _t	15 cm

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Tableau III. 39: Ferrailage de la dalle pleine type 03.

G	6350 N/m ²
Q	3500 N/m ²
q _u	14.6325 KN/ml
q _{ser}	10.45 KN/ml
L _x	1 m
L _y	3.55 m
e	0.15 cm
d	13.5cm
ρ	0.28
Travail dans un seul sens	
μ	0.088
α	0.1156
Z	7.63cm
A _S	3.01 cm ²
A _{S min}	0.97 cm ²
A _{S max}	3.01 cm ²
A _{S adp}	3.14 cm ²
S _t	15 cm
Choix de barres	4T10
A _{S rep}	0.785 cm ²
A _{S rep adp}	2.01
Choix de barres	4T8
S _t	15 cm

III. 6. L'ASCENSEUR :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III. 6. 1. Prédimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine. Nous avons deux conditions à vérifier : L_x = 170 cm et L_y = 180 cm

Donc une surface : S = 3,06 m²

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

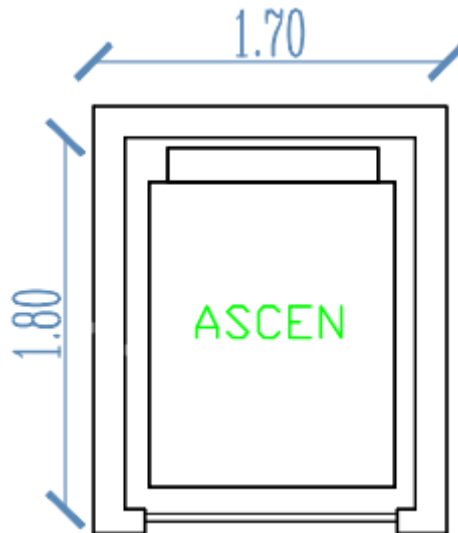


Figure III. 33: Schéma de la cage d'ascenseur.

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{170}{50} < e < \frac{180}{40}$$

$$3.4 \text{ cm} < e < 4.5 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

b. Condition de l'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

III. 6. 2. Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

Dans notre structure, on utilise un ascenseur, dont ses caractéristiques sont :

$H = 2.20 \text{ m}$: Hauteur de l'ascenseur,

$F_c = 145 \text{ KN}$: Charge due à la cuvette,

$D_m = 51 \text{ KN}$: Charge due à la charge des machines,

$P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à l'ascenseur,

$P_{\text{personnes}} = 6.3 \text{ KN}$: La charge nominale,

$V = 1 \text{ m/s}$: La vitesse,

$S = 3.06 \text{ m}^2$: surface

Poids propre de la salle et de revêtement :

$$G_1 = 25 \times 0,25 + 22 \times 0,02 = 6.69 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la dalle machine supportée :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145 + 51 + 15 + 6.3}{3.06} = 71.01 \text{ KN/m}^2$$

Poids totals:

$$G_T = G_1 + G_2 = 6,69 + 71.01 = 77.70 \text{ KN/m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

b. Surcharge exploitation :

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

III. 6. 3. Combinaison des charges :

$$G = 71.01 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1 m.

❖ ELU:

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}.$$

$$q_u = (1,35 \times 71.01 + 1,5 \times 1) \times 1\text{m} = 97.36 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 97.36 \text{ K/Nm}.$$

❖ ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m}.$$

$$q_s = 72.01 \times 1\text{m} = 72.01 \text{ KN/m}.$$

$$q_s = 72.01 \text{ KN/m}.$$

III. 6. 4. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

$$L_x = 1,70 \text{ m}, L_y = 1.80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \rho = \frac{170}{180} = 0,94 \Rightarrow \rho > 0,4$$

Donc en travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

❖ ELU :

$$v = 0, \rho = 0,9$$

$$\mu_x = 0,0419, \mu_y = 0,8661$$

$$M_x = 0,0419 \times 97.36 \cdot 1,70^2$$

$$M_x = 11.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,8661 \times 11,78$$

$$M_y = 10.20 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 11.78$$

$$M_{tx} = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 10.20$$

$$M_{ty} = 8.67 \text{ KN.m}$$

• Moment sur appuis :

$$M_{ax} = - 0,3 M_x = - 0,3 \times 11.78$$

$$M_{ax} = - 3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = - 0,3 M_y = - 0,3 \times 10.20$$

$$M_{ay} = - 3.06 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$M_a = \max (M_{ax} ; M_{ay})$$
$$M_a = \max (-3.53 ; -3.06)$$
$$M_a = -3.53 \text{ KN.m}$$

❖ ELS:

$$v = 0.2, \rho = 0.7$$
$$\mu_x = 0.0491, \mu_y = 0.9087$$
$$M_x = 0.0491 \times 72.01 \times 1.70^2$$
$$M_x = 10.21 \text{ KN.m}$$
$$M_y = 0.9087 \times 10.21$$
$$M_y = 9.27 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.21$$
$$M_{tx} = 8.67 \text{ KN.m}$$
$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 9.27$$
$$M_{ty} = 7.87 \text{ KN.m}$$

• Moment sur Appuis:

$$M_{ax} = -0.3 M_x = -0.3 \times 10.21$$
$$M_{ax} = -3.06 \text{ KN.m}$$
$$M_{ay} = -0.3 M_y = -0.3 \times 9.27$$
$$M_{ay} = -2.78 \text{ KN.m}$$
$$M_a = \max (M_{ax} ; M_{ay})$$
$$M_a = \max (-3.06 ; -2.78)$$
$$M_a = -3.06 \text{ KN.m.}$$

III. 6. 5. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suite :

Pour une bande de 1m on aura une section $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$, $d = 0.9h = 22.5 \text{ cm}$

III. 6. 5. 1. En travée :

❖ Sens X-X :

$$M_t = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.01 \times 10^6}{1000 \cdot 225^2 \cdot 14.16}$$
$$\mu_{bu} = 0.013$$

$$\mu_{bu} = 0.013 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.013 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.016$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 225(1 - 0.4 \times 0.016)$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$Z = 223,56 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{10,21 \times 10^6}{223,56 \times 348} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,31 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA8 = 2,51 cm².

- **Espacement maximale:**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 25 ; 33) \text{ cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots \text{CV}$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$M_t = 8,67 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8,67 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14,16}$$

$$\mu_{bu} = 0,012$$

$$\mu_{bu} = 0,012 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0,012 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 225(1 - 0,4 \times 0,015)$$

$$Z = 223,65 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{8,67 \times 10^6}{223,65 \times 348}$$

$$A_s = 1,11 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA8 = 2,51 cm²

- **Espacement maximale:**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 25 ; 33) \text{ cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots \text{CV}$$

III. 6. 5. 2. En appuis :

$$M_a = 3,53 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3,53 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14,16}$$

$$\mu_{bu} = 0,004$$

$$\mu_{bu} = 0,004 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0,004 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha_u = 0,005$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 225(1 - 0,4 \times 0,008)$$

$$Z = 224,55 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{3,53 \times 10^6}{223,65 \times 348}$$

$$A_s = 0,45 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

On prend : 5HA8 = 2,51 cm²

- **Espacement maximale**

❖ **Sens X-X :**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 25 ; 33)\text{cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots \text{CV.}$$

❖ **Sens Y-Y :**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 25 ; 33)\text{cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots \text{CV.}$$

Tableau III. 40: Ferrailage de la dalle machine.

Sens		M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(mm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	X-X	15,30	0,013	0,016	223,56	1,31	5HA8 = 2,51
	Y-Y	6,67	0,012	0,015	223,65	1.11	5HA8 = 2,51
Appuis	X-X	-3.06	0,004	0,005	224,55	0,45	5HA8 = 2,51
	Y-Y	-3.06	0,004	0,005	224,55	0.45	5HA8 = 2,51

III. 6. 6. Vérification a l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,7 > 0,4$$

$$A_{\min x} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b h_0$$

$$A_{\min y} = \rho_0 b h_0$$

Pour l'acier Fe400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.08 \%$

$$A_{\min x} = 0.0008 \times \frac{(3-0,7)}{2} \times 100 \times 25 = 2.3 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min y} = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2.00 \text{ cm}^2.$$

❖ **Sens X-X :**

En appuis :

$$A_{\min x} = 2.51 \text{ cm}^2 < 2.3 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$$

En travée :

$$A_{\min x} = 2.51 \text{ cm}^2 < 2.3 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$$

❖ **Sens Y-Y :**

En appuis :

$$A_{\min y} = 2.51 \text{ cm}^2 < 2 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$$

En travée :

$$A_{\min y} = 2.51 \text{ cm}^2 < 2 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

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

$$V_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_x + l_y} = \frac{97.36 \times 1.70 \times 1.80}{2 \times 1.70 + 1.80}$$

$$V_x = 57.29 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = \frac{97.36 \times 1.70}{3}$$

$$V_y = 55.17 \text{ KN}$$

$$V_u = \max(V_x ; V_y) = \max(57.29; 55.17)$$

$$V_u = 57.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{57.29 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.25 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.5 f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0.5 \times 25 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement. Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. 6. 7. Vérification a l'ELS :

III. 6. 7. 1. La contrainte dans le béton :

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

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

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

a. En travée

- ❖ **Sens X-X :**

$$M_{tx} = 8.67 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{1}{2} by^2 + \eta(y - d) A'_s - \eta(d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(22.5 - y) \times 2.51 = 0$$

$$50y^2 + 37.65y - 847.125 = 0$$

$$y = 3.75 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} by^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(y - d) A'_s = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.75^3 + 15(22.5 - 3.75)^2 \times 2.51 = 22132.69 \text{ cm}^4$$

$$I = 14994.14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.67 \times 10^6 \times 37.5}{14994.14 \times 10^4} = 2.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

- ❖ **Sens Y-Y :**

$$M_{ty} = 7.87 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- **Position de l'axe neutre :**

$$\begin{aligned}\frac{1}{2}by^2 + \eta(y-d)A'_s - \eta(d-y)A_s &= 0 \\ \frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(22,5 - y) \times 2,51 &= 0 \\ 50y^2 + 37,65y - 847,125 &= 0 \\ y &= 3,75 \text{ cm}\end{aligned}$$

- **Moment d'inertie :**

$$\begin{aligned}I &= \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(y-d)A'_s = 0 \\ I &= \frac{1}{3} \times 100 \times 3,75^3 + 15(22,5 - 3,75)^2 \times 2,51 = 14994,14 \text{ cm}^4 \\ I &= 14994,14 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9,74 \times 10^6 \times 37,5}{14994,14 \times 10^4} = 196 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= 1.96 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV.}\end{aligned}$$

b. En appuis :

$$M_a = 3.06 \text{ KN.m.}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\begin{aligned}\frac{1}{2}by^2 + \eta(y-d)A'_s - \eta(d-y)A_s &= 0 \\ \frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(22,5 - y) \times 2,51 &= 0 \\ 50y^2 + 37,65y - 847,125 &= 0 \\ y &= 3,75 \text{ cm}\end{aligned}$$

- **Moment d'inertie :**

$$\begin{aligned}I &= \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(y-d)A'_s = 0 \\ I &= \frac{1}{3} \times 100 \times 3,75^3 + 15(22,5 - 3,75)^2 \times 2,51 = 14994,14 \text{ cm}^4 \\ I &= 14994,14 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5,88 \times 10^6 \times 37,5}{14994,14 \times 10^4} = 0.76 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= 0.76 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV.}\end{aligned}$$

III. 6. 7. 2. La contrainte dans l'acier :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{st} &\leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \\ \bar{\sigma}_{st} &\leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \\ \bar{\sigma}_{st} &\leq \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} &= 201,63 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} &= \frac{15M_s(d-y)}{I}\end{aligned}$$

a. En travée

- ❖ **Sens X-X :**

$$\begin{aligned}M_{tx} &= 8.67 \text{ KN.m} \\ \sigma_{st} &= \frac{15 \times 8.67 \times 10^6 (225 - 37,5)}{14994,14 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_{st} = 162.62 \text{ MPa}\end{aligned}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\sigma_{st} = 162,52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV.}$$

❖ Sens Y-Y :

$$M_{ty} = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 7.87 \times 10^6 (225 - 37,5)}{14994,14 \times 10^4}$$

$$\sigma_{st} = 147.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 147.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV.}$$

b. En appuis

$$M_a = 3.06 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 5,88 \times 10^6 (225 - 37,5)}{14994,14 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_{st} = 110,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 57.39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Pa} \dots\dots \text{CV.}$$

Tableau III. 41: Vérification à l'ELS de la dalle machine.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée									
x-x	8.67	3,75	14994.1	2.16	15	Vérifiée	162.52	201.63	Vérifiée
y-y	7.87	3,75	14994.1	1.96	15	Vérifiée	174.62	201.63	Vérifiée
En appuis									
x-x	-3.06	3,75	14994.1	0.76	15	Vérifiée	57.39	201.63	Vérifiée
y-y	-3.06	3,75	14994.1	0.76	15	Vérifiée	57.39	201.63	Vérifiée

III. 6. 8. Vérification de la flèche : (BAEL 91 article B.6.5.1)

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H}{I} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{1.70} = 0.147 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{H}{I} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.25}{1.70} = 0.147 > \frac{10.01}{10 \times 11.78} = 0.084 \dots\dots \text{CV} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.51}{100 \times 25} = 0.001 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

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

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

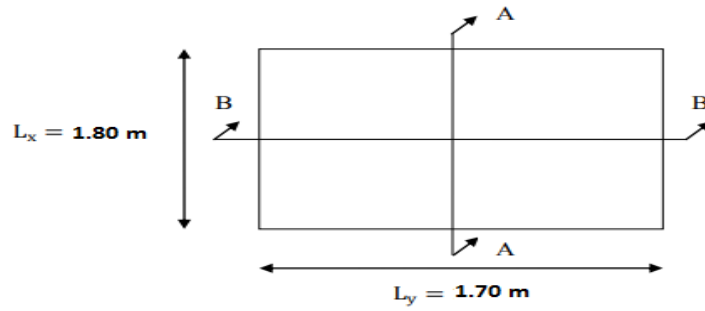


Figure III. 34: Vue en plan de dalle machine.

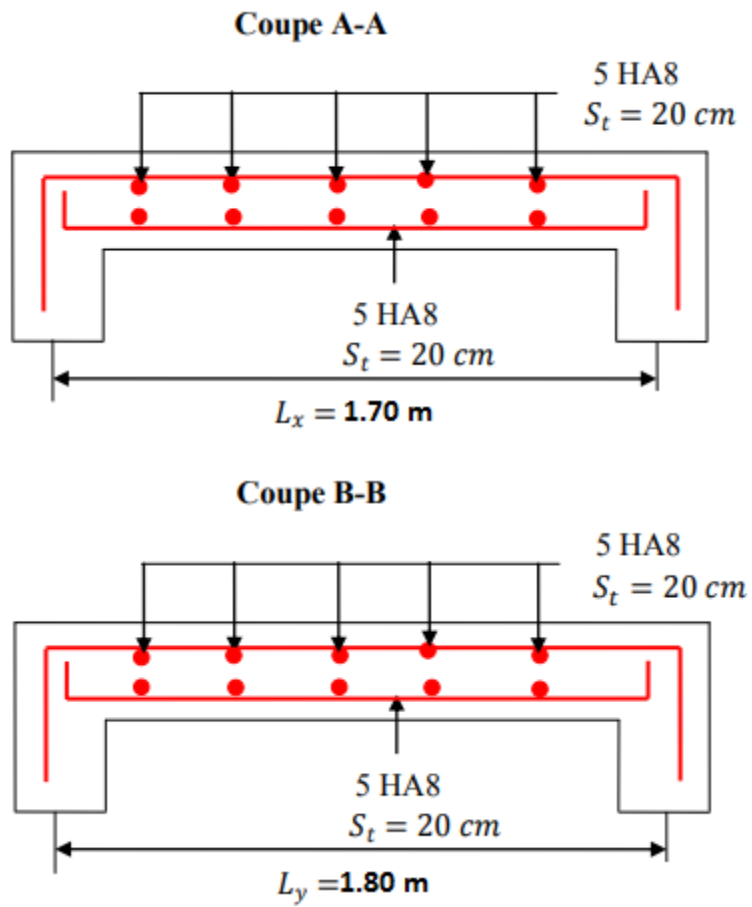


Figure III. 35: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

CHAPITRE IV :
ETUDE
DYNAMIQUE ET
SISMIQUE.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

IV. 1. INTRODUCTION :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes « constructions parasismiques » selon le règlement en vigueur (**RPA 99 Version 2003**).

Remarque :

Après les calculs nous avons trouvé :

Pour les poteaux de section (40×40) la vérification de l'effort réduit est non vérifiée, Donc on augmente la section des poteaux, nous utilisons une nouvelle section (50×50).

L'étude a été réalisée en utilisant le nouvel section (50×50)

IV. 2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par RPA99/version 2003.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel « **ROBOT** » qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV. 3. MÉTHODES DE CALCUL :

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) préconisent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV. 3. 1. Méthode statique équivalente : (article 4.2 du RPA99/2003) :

a. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b. Conditions d'applications :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30 m en zones III.
b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I: Tous groups
- Zone II: Groupe 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 10 m.
- 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.

IV. 3. 2. Méthode dynamique modale spectrale :

a. Principe de la méthode dynamique modale spectrale : [1]

Selon le RPA La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Modélisation :

- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

c. Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.2, RPA)

Tableau IV. 1: Coefficient d'accélération de zone.

	Zone			
Groupe	1	Ila	Ilb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

$$A = 0.15$$

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%):

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2, RPA) $\zeta = 7 \%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.881 \geq 0.7$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7, RPA).

Tableau IV. 2: Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2 .

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

Q : facteur de qualité (tableau 4.4, RPA).

Tableau IV. 3: Valeur de facteur de qualité.

Critère q	P_q	
	Observé	Non Observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

$$Q = 1 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.10 = 1.15$$

Coefficient de comportement R:

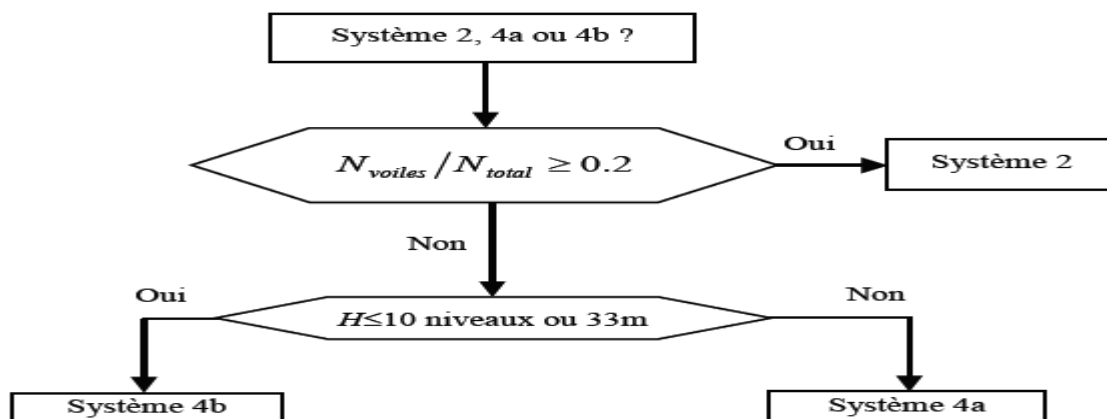


Figure IV. 1: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b) [6].

R : coefficient de comportement de la structure

$$\frac{N_{VOILES}}{N_{TOTAL}} = \frac{31988.7}{115956.97} = 0.275 \geq 0.2 \quad (\text{obtenu par } \mathbf{ROBOT} \text{ cas G}),$$

Donc : R = 3.5

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

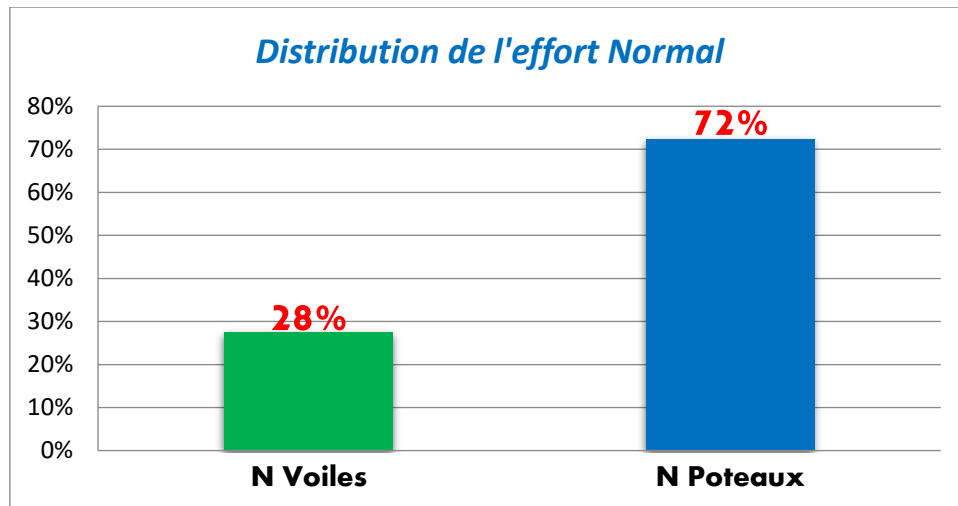


Figure IV. 2: Distribution de l'effort normal.

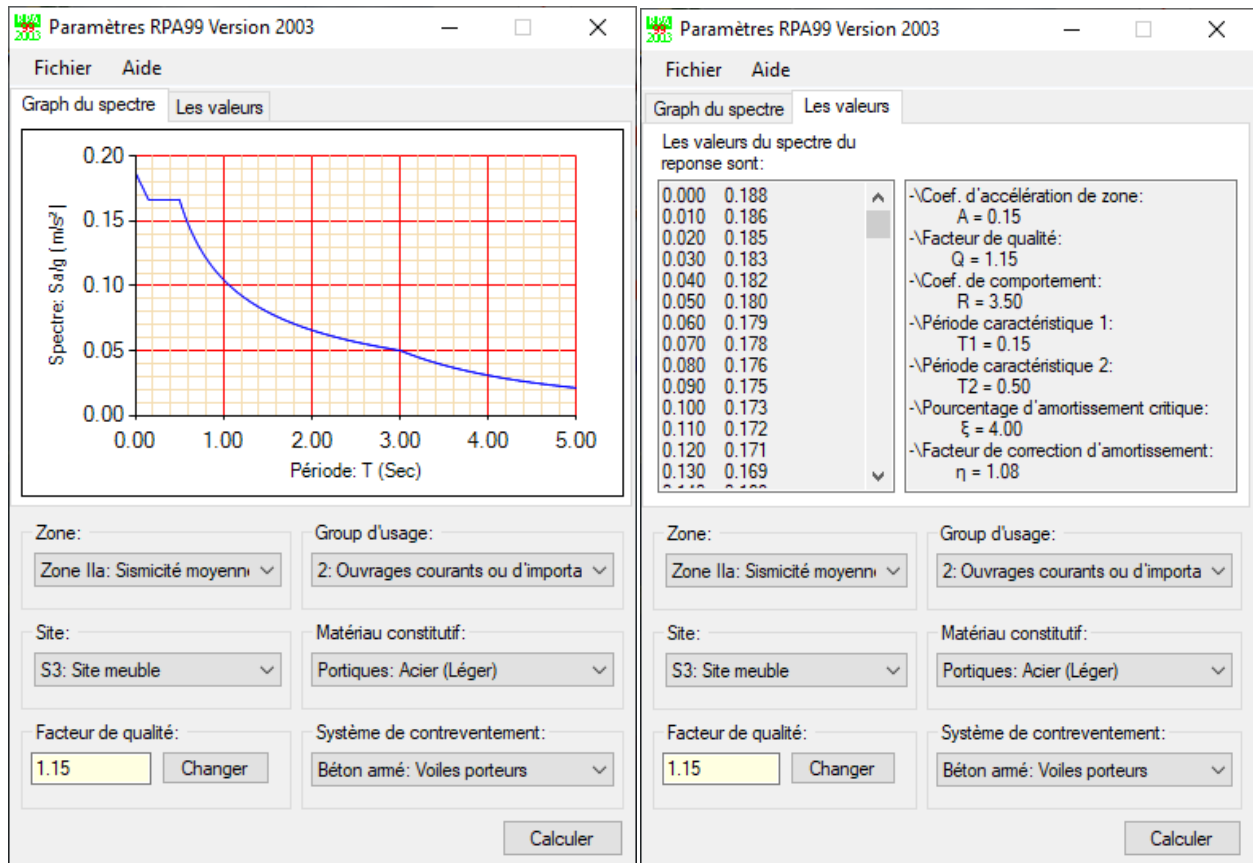


Figure IV. 3: Spectre de calcul.

IV. 4. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE :

IV. 4. 1. Présentation du logiciel ROBOT (version 2021) :

Robot structural analyses professionnelle 2021 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- Modéliser des structures.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

- Les calculer.
- Vérifier les résultats obtenus.
- Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques... etc.). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment.

IV. 4. 2. Disposition des voiles :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'obtenir un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du **RPA99/2003(Article 3.4.4.a P27)** [3].

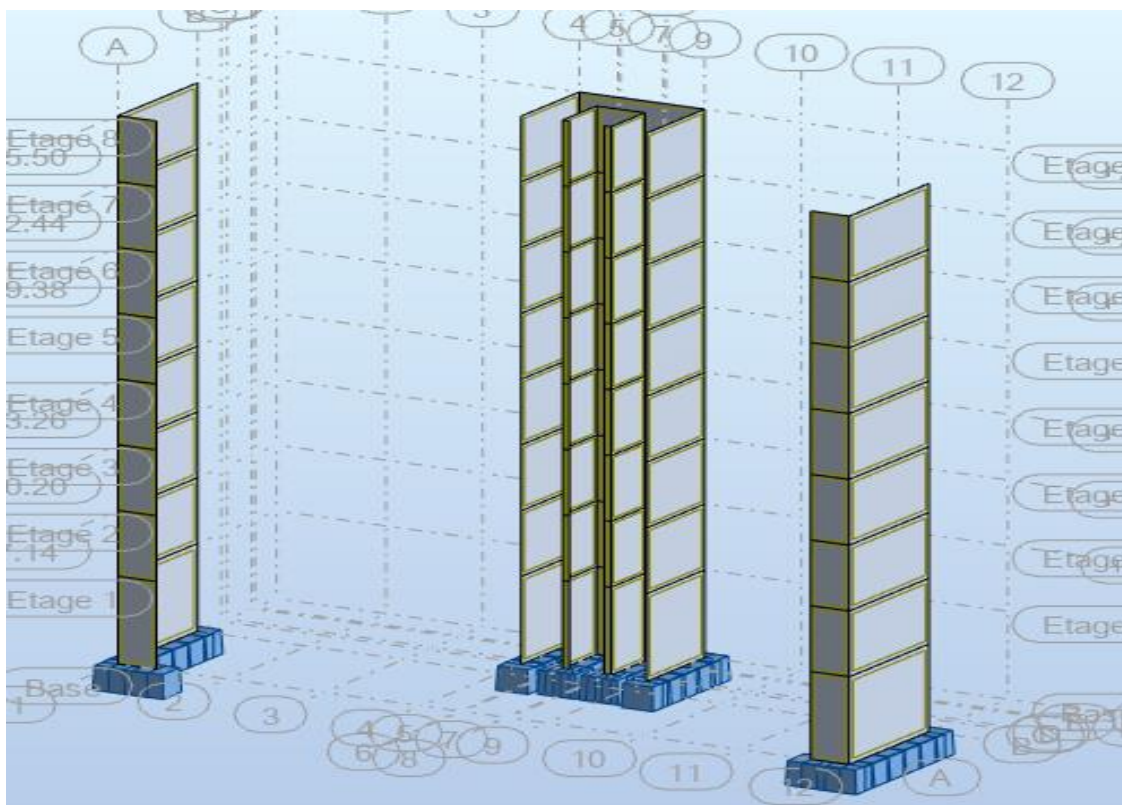


Figure IV. 4: Disposition des voiles.

IV. 4. 3. Modes de vibration et taux de participation des masses :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée (**Article 4.3.4 P45-46**) [3].

Le tableau suivant illustre les résultats des douze premiers modes de vibration obtenus :

Tableau IV. 4: Périodes et taux de participation massique de la structure.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.61	69.16	0.00	69.16	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 2	0.50	69.16	69.97	0.00	69.97	2726841.27	2726841.27
3/ 3	0.38	72.90	69.97	3.73	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 4	0.16	89.32	69.97	16.42	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 5	0.11	89.32	89.11	0.00	19.13	2726841.27	2726841.27
3/ 6	0.11	89.32	89.16	0.00	0.06	2726841.27	2726841.27
3/ 7	0.11	89.34	89.16	0.02	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 8	0.09	90.25	89.16	0.91	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 9	0.08	90.25	89.22	0.00	0.06	2726841.27	2726841.27
3/ 10	0.08	90.25	89.22	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 11	0.08	94.46	89.22	4.20	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 12	0.08	94.46	89.26	0.00	0.04	2726841.27	2726841.27
3/ 13	0.07	94.54	89.26	0.08	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 14	0.07	94.54	89.31	0.00	0.05	2726841.27	2726841.27
3/ 15	0.07	94.57	89.31	0.02	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 16	0.07	94.57	89.31	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 17	0.06	94.57	89.31	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 18	0.06	94.57	89.31	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 19	0.06	94.58	89.31	0.01	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 20	0.06	94.58	89.39	0.00	0.07	2726841.27	2726841.27
3/ 21	0.06	94.58	89.39	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 22	0.05	94.58	89.44	0.00	0.06	2726841.27	2726841.27
3/ 23	0.05	94.58	94.06	0.00	4.62	2726841.27	2726841.27
3/ 24	0.05	96.10	94.07	1.52	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 25	0.05	96.10	94.22	0.00	0.16	2726841.27	2726841.27
3/ 26	0.05	96.10	94.22	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 27	0.05	96.10	94.22	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 28	0.05	96.10	94.29	0.00	0.06	2726841.27	2726841.27
3/ 29	0.05	96.10	94.29	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 30	0.05	96.10	94.35	0.00	0.07	2726841.27	2726841.27
3/ 31	0.05	96.10	94.44	0.00	0.09	2726841.27	2726841.27
3/ 32	0.05	96.25	94.45	0.15	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 33	0.05	96.26	94.47	0.01	0.02	2726841.27	2726841.27
3/ 34	0.05	96.27	94.49	0.01	0.02	2726841.27	2726841.27
3/ 35	0.05	96.27	94.49	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 36	0.05	96.27	94.49	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 37	0.05	96.27	94.49	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 38	0.04	96.27	94.49	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 39	0.04	96.38	94.49	0.10	0.00	2726841.27	2726841.27
3/ 40	0.04	96.38	94.49	0.00	0.00	2726841.27	2726841.27

Remarque :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,61$ s
- Les 1er et 2ème mode sont des modes de translation
- Le 3ème mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 23 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

Tableau IV. 5: le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
$T = 0.61 \text{ s}$	$T = 0.50 \text{ s}$	$T = 0.38 \text{ s}$
Translation selon l'axe y	Translation selon l'axe x	Torsion autour de l'axe Z

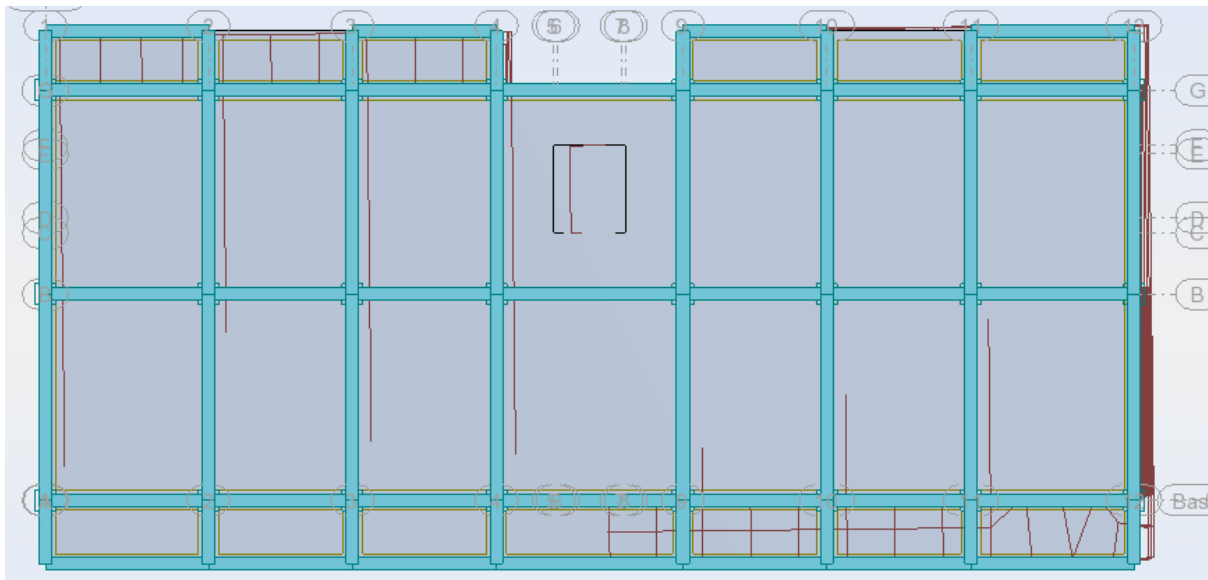


Figure IV. 5: Première Mode.

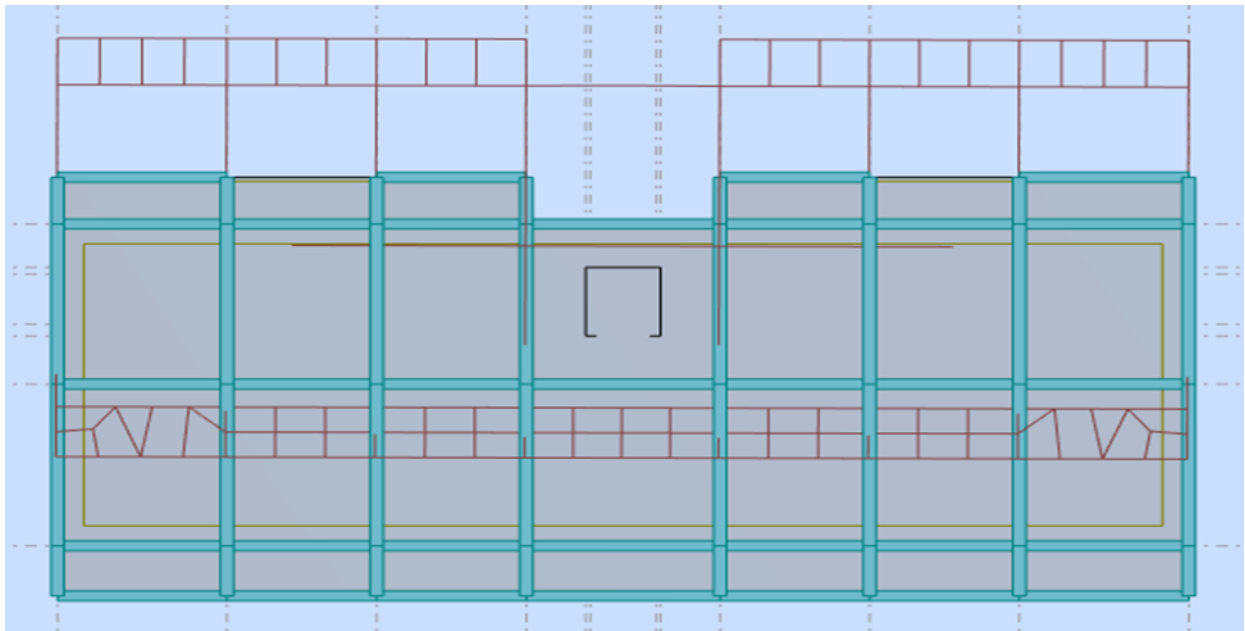


Figure IV. 6: Deuxième Mode.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

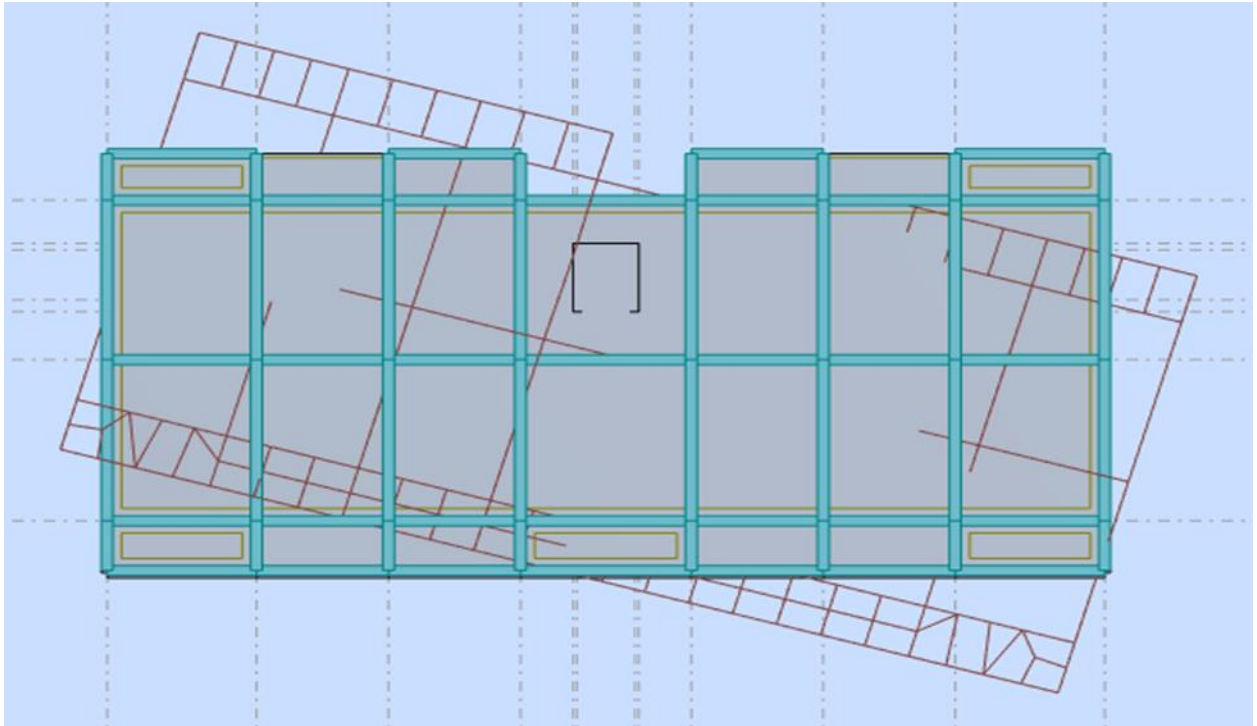


Figure IV. 7: Troisième Mode.

IV. 5. VERIFICATION DE LA RESULTANTE SISMIQUE :

En se référant à l'article 4-3-6 de RPA99 [3], la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} 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_{sta} , nous avons :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_{st} " obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $\frac{V_{dym}}{V_{st}} \geq 0.8$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dym}}$.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente donnée par la formule ci-dessous :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots (\text{RPA Art 4, 2, 3})$$

$$A = 0.15, Q = 1.15, R = 3.5$$

W : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA. Dans le cas d'un bâtiment à usage d'habitation la valeur de ce coefficient est fixée à 0.2.

Tableau IV. 6: valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30
3	Entrepôts, hangars	0,40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	0,50
5	Autres locaux non visés ci-dessus	1,00
		0,60

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

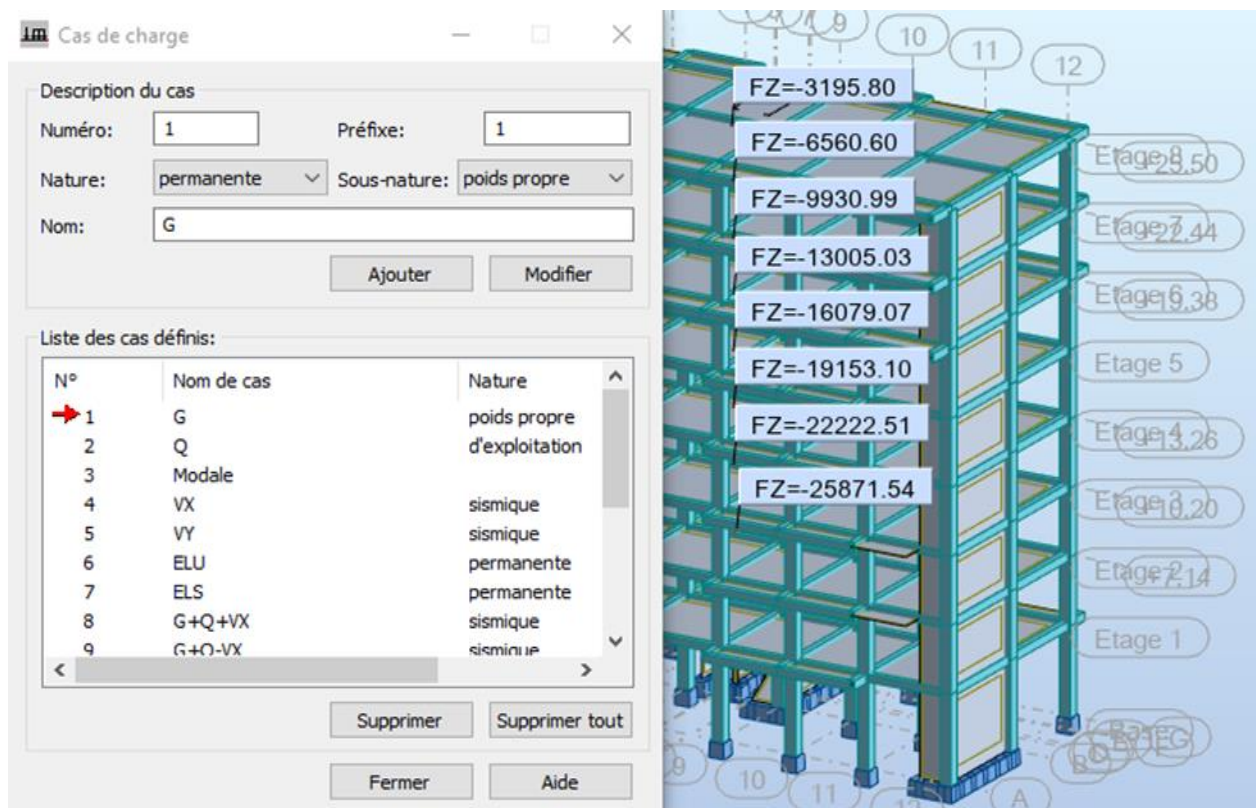


Figure IV. 8: valeur des charges permanente.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

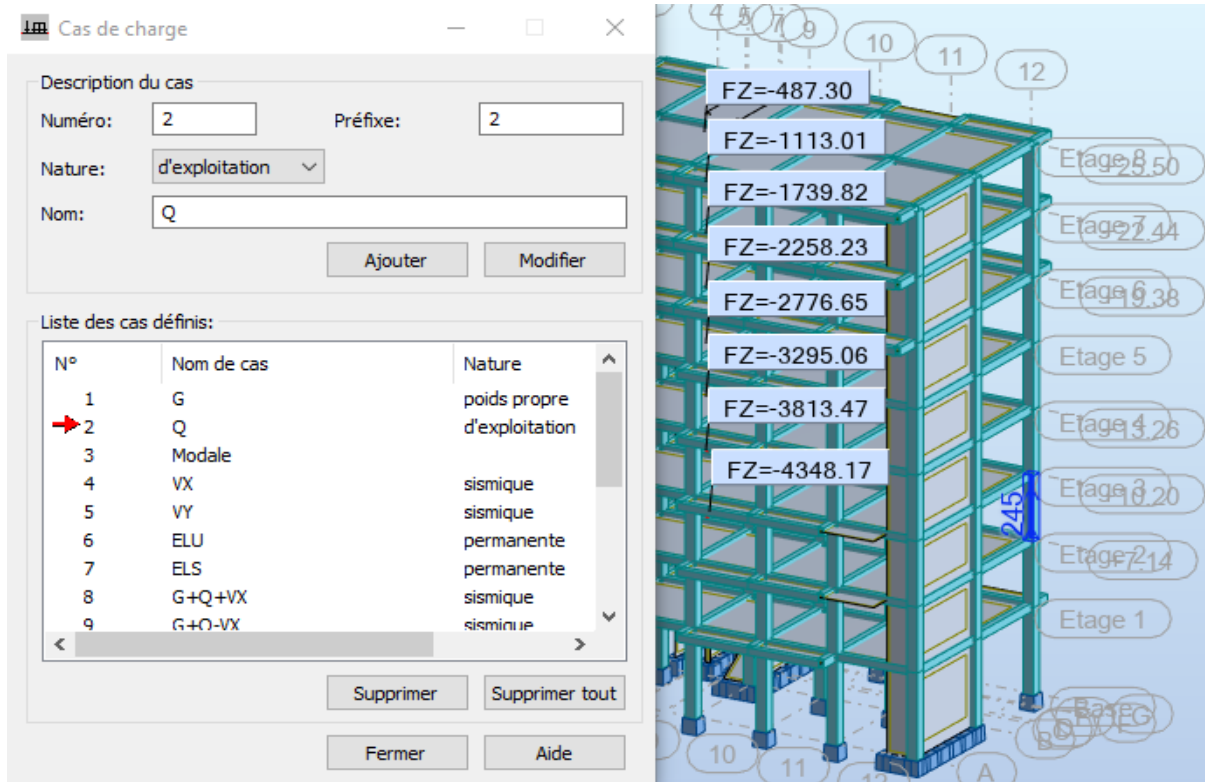


Figure IV. 9: valeur des charges d'exploitation.

$$W = 25871.54 + 0.2 \times 4348.17 = 26741.174 \text{ KN}$$

Donc tous les paramètres sont calculés sauf le facteur d'amplification dynamique moyenne D.

Le facteur d'amplification dynamique moyens D_x et D_y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} T_2 & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Don pour calculer la valeur de D on doit calculer la période T.

IV. 5. 1. Détermination de la période fondamentale T : (RPA Article 4.2.4) [3]

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.

a. Période empirique :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots (1)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. RPA.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

Tableau IV. 7: valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans notre cas : $C_T = 0.050$, $h_N = 25.50$ m

$$T = 0.050 \times 25.50^{3/4}$$

$$T = 0.567 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \dots (2)$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (1) et (2).

$$D_x = 25.70 \text{ m}, D_y = 9.65 \text{ m}$$

$$T_x = 0.453 \text{ s}, T_y = 0.739 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.453 ; 0.567) = 0.453 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.739 ; 0.567) = 0.567 \text{ s}$$

Dans l'article (4.2.4 P42) RPA 2003 exige que les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%.

$$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$0.567 \text{ s} < 0.61 \text{ s} < 0.737 \text{ s}$$

$$T = T_{\text{empirique}}$$

On doit calculer (D) avec $T_{\text{empirique}}$:

$$T_x = 0.453 \text{ s}$$

$$T_y = 0.739 \text{ s}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyens D_x et D_y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

❖ **Sens x-x:**

$$T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$0.40 \leq 0.45 \leq 3.0 \text{ s} \dots CV$$

$$D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 = 2.5 \eta \left(\frac{0.40}{0.453} \right)^{2/3} 0.40 = 0.810$$

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 0.810 \times 1.15}{3.5} \times 26741.174$$

$$V_{st} = 1067.545 \text{ KN}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

❖ Sens y-y:

$$T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$0.40 \leq 0.739 \leq 3.0 \text{ s} \dots \text{CV}$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 = 2.5\eta \left(\frac{0.40}{0.739} \right)^{2/3} 0.40 = 0.585$$

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 0.585 \times 1.15}{3.5} \times 26741.174$$

$$V_{st} = 771.005 \text{ KN}$$

A partir des résultats de modélisation par **ROBOT** on trouve :

$$V_{dyn x} = 2306.57 \text{ KN} ; V_{dyn y} = 2663.18 \text{ KN}$$

IV. 5. 2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

A partir des résultats de modélisation par **ROBOT** on trouve :

$$V_{dyn x} = 2306.57 \text{ KN} ; V_{dyn y} = 2663.18 \text{ KN}$$

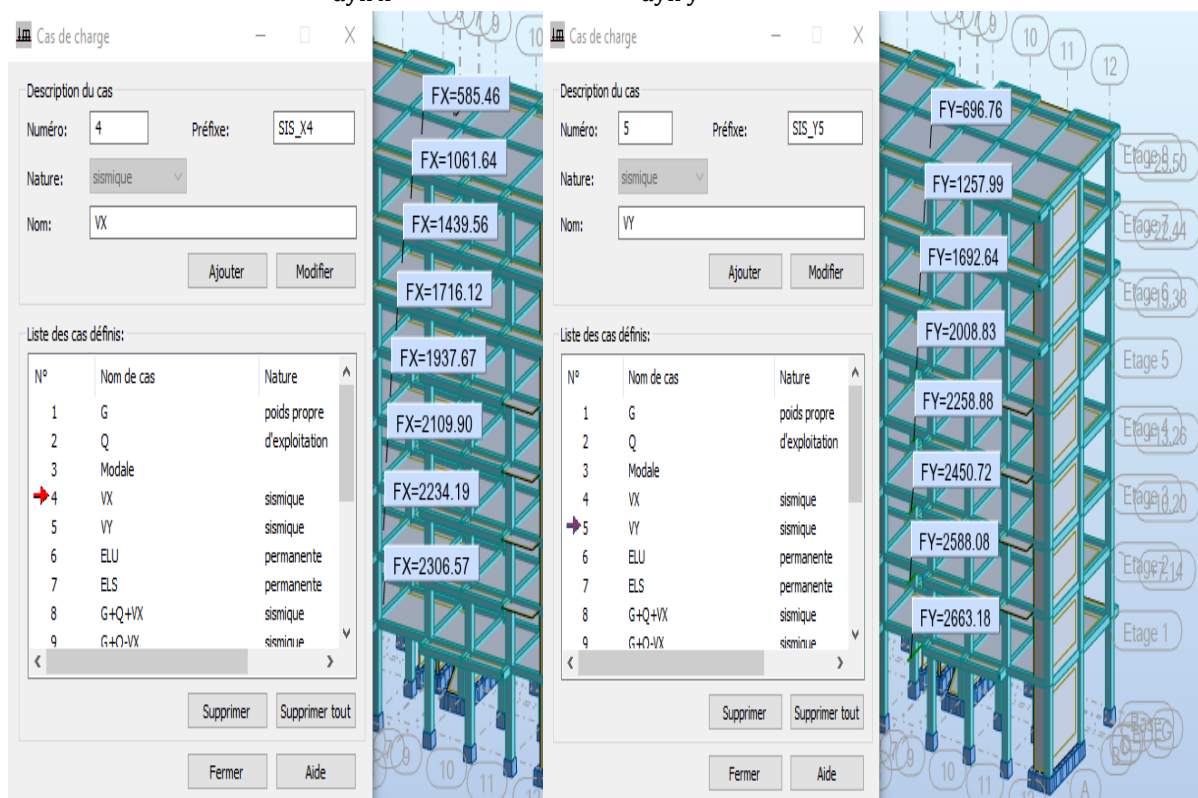


Figure IV. 10: valeur des charges sismique.

Tableau IV. 8: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultante des forces sismiques	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens x-x	2306.57	1067.545	2.160	CV
Sens y-y	2663.18	771.005	3.454	CV

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

IV. 5. 3. Déplacement et efforts tranchant de chaque diaphragme :

Tableau IV. 9: Déplacement et efforts tranchant de chaque diaphragme.

Étage	U _x (cm)	U _y (cm)	F _x (KN)	F _y (KN)
RDC	0.404	0.268	2306.57	2663.18
1^{er} étage	0.962	0.657	2234.19	2588.08
2^{eme} étage	1.626	1.156	2109.90	2450.72
3^{eme} étage	2.356	1.727	1937.67	2258.88
4^{eme} étage	3.110	2.341	1716.12	2008.83
5^{eme} étage	3.840	2.970	1439.56	1692.64
6^{eme} étage	4.538	3.595	1061.64	1257.99
7^{eme} étage	5.175	4.194	585.46	696.76

IV. 5. 4. Vérification des déplacements : (vérification de l'article 5.10 RPA 2003) [1]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k \leq 1\% \times h_k \dots$ (RPA 99 article 5.10)

Tableau IV. 10: Vérification des déplacements selon x-x.

Étage	U _x (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_k (m)	1% h_K (cm)	Observation
RDC	0.404	1.414	1.414	4.08	4.08	CV
1^{er} étage	0.962	3.367	1.953	3.06	3.06	CV
2^{eme} étage	1.626	5.691	2.324	3.06	3.06	CV
3^{eme} étage	2.356	8.246	2.555	3.06	3.06	CV
4^{eme} étage	3.110	10.885	2.639	3.06	3.06	CV
5^{eme} étage	3.840	13.44	2.555	3.06	3.06	CV
6^{eme} étage	4.538	15.883	2.443	3.06	3.06	CV
7^{eme} étage	5.175	18.112	2.229	3.06	3.06	CV

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

Tableau IV. 11: Vérification des déplacements selon y-y.

Étage	$U_y(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$h_k(\text{m})$	$1\%h_k(\text{cm})$	Observation
RDC	0.268	0.938	0.938	4.08	4.08	CV
1 ^{er} étage	0.657	2.2995	1.361	3.06	3.06	CV
2 ^{eme} étage	1.156	4.046	1.746	3.06	3.06	CV
3 ^{eme} étage	1.727	6.0445	1.998	3.06	3.06	CV
4 ^{eme} étage	2.341	8.1935	2.149	3.06	3.06	CV
5 ^{eme} étage	2.970	10.395	2.201	3.06	3.06	CV
6 ^{eme} étage	3.595	12.582	2.457	3.06	3.06	CV
7 ^{eme} étage	4.194	14.679	2.097	3.06	3.06	CV

IV. 5. 5. Vérification de l'effet P-Δ (RPA99/2003(Article 5.9) [3] :

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9) [3]

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{h_k \times V_K}$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k

V_K : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k \geq 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 12: Vérification de l'effet P-Δ au sens x-x.

Étage	P_k	$\Delta_k(x)$	h_k	V_x	θ_x	$\theta \leq 0.1$
RDC	35796.22	0.419	4.08	2306.57	0.016	CV
1 ^{er} étage	30763.09	0.589	3.06	2234.19	0,027	CV
2 ^{eme} étage	26515.7	0.707	3.06	2109.90	0,029	CV
3 ^{eme} étage	22262.07	0.784	3.06	1937.67	0,029	CV
4 ^{eme} étage	18008.44	0.818	3.06	1716.12	0,028	CV
5 ^{eme} étage	13754.8	0.797	3.06	1439.56	0,025	CV
6 ^{eme} étage	9079.42	0.774	3.06	1061.64	0,022	CV
7 ^{eme} étage	4411.8	2,5375	4.08	855.46	0,042	CV

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P-Δ au sens y-y.

Étage	P_k	$\Delta_k(y)$	h_k	V_y	θ_y	$\theta \leq 0.1$
RDC	35796.22	0.280	4.08	2663.18	0,009	CV
1^{er} étage	30763.09	0.417	3.06	2588.08	0,016	CV
2^{eme} étage	26515.7	0.541	3.06	2450.72	0,018	CV
3^{eme} étage	22262.07	0.624	3.06	2258.88	0,020	CV
4^{eme} étage	18008.44	0.674	3.06	2008.83	0,020	CV
5^{eme} étage	13754.8	0.696	3.06	1692.64	0,018	CV
6^{eme} étage	9079.42	0.695	3.06	1257.99	0,016	CV
7^{eme} étage	4411.8	0.674	3.06	696.76	0,014	CV

IV. 5. 6. Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5) [1] :

Pour que le bâtiment soit stable sur renversement il doit vérifier la relation suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur dû aux charges verticales $M_s = W \times \frac{L}{2}$,

M_r : Moment stabilisateur dû aux charges horizontales $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids de bâtiment,

F : Force sismique de niveau.

Le moment de renversement est calculé par la formule suivante :

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 14: valeurs de force sismique F_x .

Étage	V_x	F_x
RDC	2306.57	72.38
1^{er} étage	2234.19	124.29
2^{eme} étage	2109.90	172.3
3^{eme} étage	1937.67	221.5
4^{eme} étage	1716.12	276.56
5^{eme} étage	1439.56	377.92
6^{eme} étage	1061.64	206.18
7^{eme} étage	855.46	855.44

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

Tableau IV. 15: valeurs de force sismique F_y .

Étage	V_y	F_y
RDC	2663.18	75.1
1 ^{er} étage	2588.08	137.36
2 ^{eme} étage	2450.72	191.84
3 ^{eme} étage	2258.88	250.05
4 ^{eme} étage	2008.83	316.24
5 ^{eme} étage	1692.64	434.65
6 ^{eme} étage	1257.99	561.23
7 ^{eme} étage	696.76	696.71

Tableau IV. 16: Calcul moment de renversement.

Étage	h	F_x	M_{rx}	F_y	M_{ry}
RDC	4.08	72.38	295.3104	75.1	306.408
1 ^{er} étage	3.06	124.29	380.3274	137.36	420.3216
2 ^{eme} étage	3.06	172.3	572.238	191.84	587.0304
3 ^{eme} étage	3.06	221.5	677.79	250.05	765.153
4 ^{eme} étage	3.06	276.56	846.2736	316.24	967.6944
5 ^{eme} étage	3.06	377.92	1156.4352	434.65	1330.029
6 ^{eme} étage	3.06	206.18	630.9108	561.23	1717.3638
7 ^{eme} étage	3.06	855.44	2617.6464	696.71	2136.112
TOTAL			7176.9318		8230.112

a. Vérification :

❖ Sens x-x :

Tableau IV. 17: Vérification au renversement (x-x).

W (kn)	L_x	$L_x/2$	M_s	M_{rx}	M_s/M_{rx}	Observation
26741.174	25.7	12.85	343624.085	7176.9318	47.878	CV

❖ Sens y-y :

Tableau IV. 18: Vérification au renversement (y-y).

W (kn)	L_x	$L_x/2$	M_s	M_{rx}	M_s/M_{rx}	Observation
26741.174	9.65	4.825	129026.164	8230.112	15.677	CV

IV. 5. 7. Vérification de l'effort normal réduit : [3]

L'article 7.4.3.1 du RPA99/2003, dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par **ROBOT**).

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

Tableau IV. 19: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Poteaux	N_d (KN)	B_c (m ²)	f_{c28} (KN/m ²)	v	$v \leq 0,3$
50× 50	1790.25	0.25	25000	0.2864	CV

IV. 5. 8. Vérification de L'excentricité : [1]

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| ; e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

❖ L'excentricité accidentelle :

Selon RPA version 2003, pour tous les structures composantes les planchers ou des diaphragmes horizontales rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| ; e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

5 % de plus grand dimension de bâtiment à ce niveau

- Excentricité théorique résultante du plan.

$$e_x = 0,05 \times L_x = 0.52 \text{ m}$$

$$e_y = 0,05 \times L_y = 1.305 \text{ m}$$

Tableau IV. 20: Centre de masse et de rigidité de chaque étage.

Étage	XCM	YCM	XCR	YCR	e _{caculéé} (m)		e _{théorique} (m)	
					e _x	e _y	e _x	e _y
RDC	12.85	4.825	12.85	4.92	0	0.095	0.52	1.305
1^{er} étage	12.85	4.825	12.85	4.92	0	0.095	0.52	1.305
2^{eme} étage	12.85	4.825	12.85	4.92	0	0.095	0.52	1.305
3^{eme} étage	12.85	4.825	12.85	4.92	0	0.095	0.52	1.305
4^{eme} étage	12.85	4.825	12.85	4.92	0	0.095	0.52	1.305
5^{eme} étage	12.85	4.825	12.85	4.92	0	0.095	0.52	1.305
6^{eme} étage	12.85	4.825	12.85	4.92	0	0.095	0.52	1.305
7^{eme} étage	12.85	4.825	12.85	4.92	0	0.095	0.52	1.305

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0.05 \times L_i$ dans chaque direction.

CHAPTER V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

V. 1. INTRODUCTION :

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales. Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (CBA93) en respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003). Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V. 2. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limite ultime "ELU" sous l'effet des sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ROBOT dans l'ordre suivant (RPA99/2003).

- Effort normal maximal et le moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$.
- Effort normal minimal et le moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$.
- Moment maximum et effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- $1,35 G + 1,5 Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E_x$
- $G + Q \pm E_y$
- $0,8 G \pm E_x$
- $0,8 G \pm E_y$

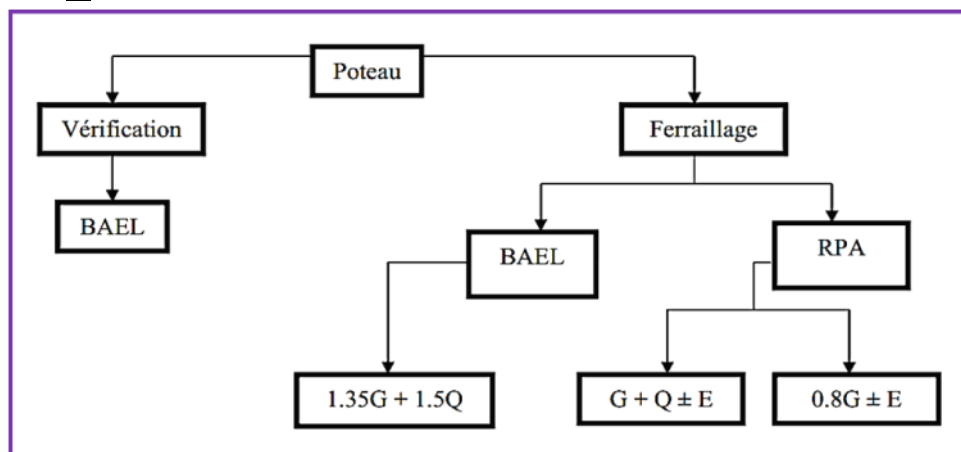


Figure V. 1: Schéma des Combinaisons de ferrailage des Poteaux.

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

V. 2. 1. Recommandations du RPA99/2003[1] :

V. 2. 1. 1. Armatures longitudinales : RPA99 (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$.

a. Section armature selon l'RPA99V2003 :

$$A_{\min} = 8\% \times b \times a$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

b. Section d'armature selon BAEL91 :

$$A_{\min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$$

$$A_{\max} = 5 \times \frac{B}{100}$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003et BAEL91 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après.

Tableau V. 1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Section (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{max} BAEL (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
				Zone courante	Zone de recouvrement
(40 × 40)	3.2	80	12.8	64	96

V. 2. 1. 2. Armatures transversales : RPA99 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPA}$

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$ Si l'élancement Géométrique ≥ 5 ; $\rho_a = 3,75$ Si l'élancement Géométrique < 5

t : Espacement des armatures transversales.

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

- **Dans la zone nodale :**

$t \leq \min (10\phi ; 15\text{cm}) \rightarrow$ En zone IIa

- **Dans la zone courante :**

$t \leq 15 \phi \rightarrow$ En zone IIa

Où: ϕ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{b_1 \times t}\right)$ est donnée par :

- 0,3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 % si $\lambda_g \leq 3$
- $3 < \lambda_g < 5$ Par interpolation Avec $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et b : les dimensions de la section du poteau.

l_f : Longueur de flambement $\rightarrow l_f = 0,707 l_0$.

l_0 : Hauteur libre d'étage

a. Calcule Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M). Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel ROBOT.

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- Effort Normal
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

Le résumées des sollicitations données par le logiciel ROBOT.

$\gamma_b = 1,5$ $\gamma_s = 1,15$ $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $f_e = 400 \text{ MPA}$

$N > 0$: effort de traction.

$N < 0$: effort de compression.

Tableau V. 2: Les sollicitations dues aux poteaux.

Poteau (50×50)	ELU		0,8G ± E		G + Q ± E		
	N _{max} → M _{corr}		N _{min} → M _{corr}		M _{max} →N _{corr}		V _{max}
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	V(KN)
	1445.07	21.24	-1334.98	-21.25	162.81	128.13	76,92

V. 2. 1. 3. Armatures longitudinales :

❖ Cas 1 :

$$\begin{cases} N_{\max} = 1445.07 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 21.24 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Calcule de l'excentricité :**

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{21.24}{1445.07} = 1.46 \text{ cm}$$

- **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce (BAELA4.3.5) [3]}$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.224 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0146 + 0.02 = 0.0346 \text{ m}$$

- **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93 [2], l'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée a la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$4.284 \leq \text{Max} [15, 1.384]$$

$$4.284 \leq 15 \dots\dots \text{CV.}$$

On détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{49.67}{9.25 + 49.67} = 0.843$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \cdot 0.50} \times (2 + 0.843 \times 2) = 0.0101 \text{ m}$$

$$\phi = 2$$

Donc :

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.0346 + 0.0101 = 0.0447 \text{ m} = 4.47 \text{ cm.}$$

$$e_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm.}$$

Le centre de pression et à l'intérieure de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où : } M_{uA} = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_t \right) = 1445.07 \times (0.45 - 0.25 + 0.0447) = 353.608 \text{ KN.m}$$

$$1445.07 \times 10^3 \times (450 - 50) - 353.608 \times 10^6 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{50}{500} \right) \times 500 \times 500^2 \times 14.2$$

$$109.24 \text{ KN.m} \leq 454.4 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{353.608 \times 10^6}{500 \times (450)^2 \times 14.2} = 0.245$$

$$0.245 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \dots\dots\dots A' = 0$$

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

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

$$\alpha = 0.357$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.357) = 0.3857\text{m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{353.608 \times 10^6}{385.7 \times 348} = 26.34\text{cm}^2$$

❖ Cas 2 :

$$\begin{cases} N_{\min} = -1334.98 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = -21.25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• Calcul l'excentricité de la résultante :

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\min}} = \frac{-21.25}{-1334.98} = 1.59 \text{ cm}$$

$$e_G \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \dots\dots \text{CV.}$$

Le centre de pression et à l'inférieur de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - \bar{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\bar{d}}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où : } M_{uA} = M_G + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = -21.25 - 1334.98(0.45 - 0.25) = -271.246 \text{ m}$$

$$-1334.98 \times 10^3 \times (450 - 50) \mp 271.246 \times 10^6 \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{50}{500}\right) \times 500 \times 500^2 \times 14.2$$

$$-262.746 \text{ KN.m} \leq 454.4 \text{ KN.m}$$

Donc la section est entièrement tendue N traction et e entre les armatures :

$$e_1 = \frac{h}{2} - \bar{d} + e_G \quad ; \quad e_2 = (d - d') - e_1$$

$$e_1 = 21.59 \text{ cm} \quad ; \quad e_2 = 38.41 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{(d - d')\sigma_{st}} = \frac{1334.98 \times 38.41}{(45 - 5) \times 348} = 3.68 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{(d - d')\sigma_{st}} = \frac{1334.98 \times 21.59}{(45 - 5) \times 348} = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 + A_2 = 5.75 \text{ cm}^2$$

❖ Cas 3 :

$$\begin{cases} N_{\min} = 162.81 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 128.13 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• Calcul l'excentricité de la résultante :

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\min}} = \frac{59.45}{1335.18} = 78.6 \text{ cm}$$

• Calcul l'excentricité additionnelle :

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.786 + 0.02 = 0.806 \text{ m}$$

• Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :

$$4.284 \leq \text{Max} [15, 2.58]$$

$$4.284 \leq 15 \dots\dots \text{CV.}$$

$$\alpha = 0.843$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \cdot 0.50} \times (2 + 0.843 \times 2) = 0.0101 \text{ m}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

$$\phi = 2$$

Donc :

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.803 + 0.0101 = 0.8131 \text{ m} = 81.31 \text{ cm.}$$

$$e_t \geq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm.}$$

NOTE :

Le centre de pression est à l'extérieure de la section.

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où : } M_{uA} = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_t\right) = 162.81 \times (0.45 - 0.25 + 0.8131) = 164.92 \text{ KN.m}$$

$$1335.18 \times 10^3 \times (450 - 50) - 366.64 \times 10^6 \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{50}{500}\right) \times 500 \times 500^2 \times 14.2$$

$$-99.76 \text{ KN.m} \leq 454.4 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{164.92 \times 10^6}{500 \times (450)^2 \times 14.2} = 0.114$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.391$$

$$0.114 < 0.391 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_R = 0.391 \dots \dots \dots A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.15$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.15)$$

$$Z = 0.423 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \sigma_s} = \frac{164.92 \times 10^6}{423 \times 348}$$

$$A_{u1} = 11.20 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 3: Sections des armatures longitudinales.

Niveaux	Cas 1 (cm ²)	Cas 2 (cm ²)	Cas 3 (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} (cm ²)
RDC (50 × 50)	27.37	5.75	11.29	3.2	12.8	27.37
Etage (50 × 50)	26.34	5.75	11.20	3.2	12.8	26.34

Tableau V. 4: Sections des armatures longitudinales adoptées.

Niveaux	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
RDC (50 × 50)	27.37	4T20 + 8T16 = 28.65
Etage (50 × 50)	26.34	4T20 + 8T16 = 28.65

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

V. 2. 1. 4. Armatures transversales : (RPA article.7.4.2.2) [3]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

On calcule les armatures transversales du poteau de section $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

$$\phi_{l \min} = 2 \text{ cm} ; L_f = 0,707 L_0 = 0,707 \times 3,06$$

$$L_f = 2,884 \text{ m}$$

V_u : Effort tranchant de calcul $V_{\max}$.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : L'espacement des armatures transversales.

D'après les recommandations du RPA l'espacement t est pris égale à :

$$t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \text{ En zone nodale (zone II).}$$

On adoptera $t = 10 \text{ cm}$

$t \leq 15\phi_l$ En zone courante

On adoptera $t = 10 \text{ cm}$

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,16}{0,5} = 5.768 \text{ ou } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,16}{0,5} = 5.768 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{76,92 \times 10^3 \times 2.5}{500 \times 400} \times 100 = 0.961 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section de ferrailage transversale minimale $A_{t \min}$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%(t \times b_1)$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%(t \times b_1)$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Tableau V. 5: Armatures transversales.

Niveaux	RDC	Etage
b × h (cm²)	50 × 50	50 × 50
V_{max}(KN)	76.92	76.92
L_f (m)	2,884	2.163
λ_g	5.768	4,326
ρ_a	0.961	3,75
t (cm)	10	10
A_t(cm²)	0.961	1.34
A_{t min}	1.5	1,88
A_{t adop}(cm²)	6T8 = 3.02	6T8 = 3.02

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Article A7.1.3). Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max} - 20}{3} = 6,66 \text{ mm} \dots \dots \text{CV.}$$

V. 2. 1. 5. Vérifications nécessaires :

a. Vérification aux sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

- **Selon BAEL99** : Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Selon RPA99 v 2003** : $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda < 5 \end{cases}$$

λ : L'élancement du poteau.

Tableau V. 6: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	RDC	Etage
$b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	50 × 50	50 × 50
$V_{\max} \text{ (KN)}$	76.92	76.92
$\tau_u \text{ (MPa)}$	0,30	0,30
λ	5.768	4,32
ρ_d	0,04	0,04
$\bar{\tau}_{u \text{ RPA}} \text{ (MPa)}$	1.87	1
$\bar{\tau}_{u \text{ BAEL}} \text{ (MPa)}$	2,5	2,5
Observation	CV	CV

b. Vérification de stabilité de forme : (CBA 93 Article B.8.4.1)

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement.

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1) [2]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y) \text{ Avec : } \lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 \Rightarrow L_f = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{285.6}{35} = 28.2$$

$$\lambda = 28.26 < 50$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{28.26}{35} \right)^2} = 0.752$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.2304 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 ; \quad \gamma_s = 1.15 \rightarrow A_s = 44.76 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.752 \times \left[\frac{0.2304 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 4476 \times \frac{400}{1.15} \right] = 4379.29 \text{ KN}$$

$$N_U = 1445.07 \text{ KN} < \bar{N}.$$

Tableau V. 7: vérification au flambement.

Poteau	N_U (KN)	L_f (cm)	α	λ	A (mm ²)	B_r (m ²)	$\bar{N}$ (KN)	Condition
50 × 50	1445.07	285.6	0.752	28.6	4476	0.2304	4379.29	CV
50 × 50	1445.07	214.2	0.791	21.20	3317	0.2304	4065.30	CV

c. Schéma de ferrailage :

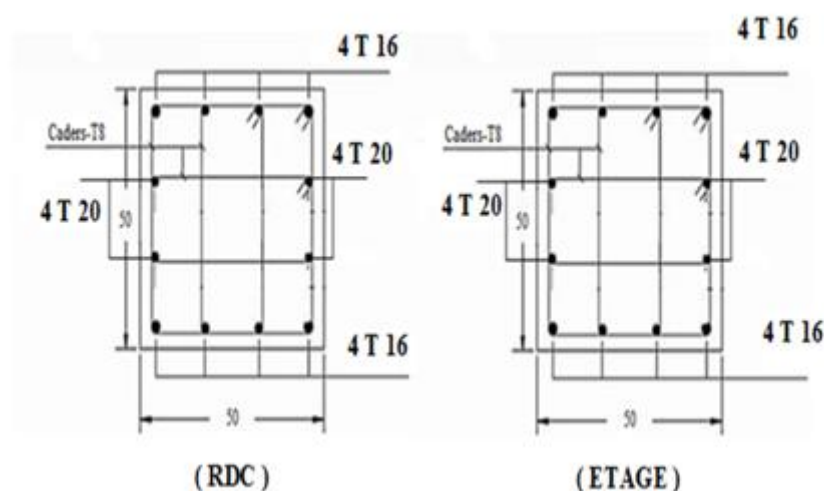


Figure V. 2: Schéma de ferrailage des poteaux.

V. 3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 on tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : article A.3.3

- $1,35G + 1,5Q$ (ELU).
- $G + Q$ (ELS).

Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : article 5.2

- $G + Q \pm Ex, y$
- $0,8G \pm Ex, y$

V. 3. 1. Recommandation du RPA 99/2003 :

a. Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1) [3]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ 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 : (RPA A.7.5.2.1) [3]

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing_1 \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre des armatures longitudinales $\varnothing_1$ à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V. 3. 2. Ferrailage des poutres :

V. 3. 2. 1. Poutre principale :

a. Les armatures longitudinales :

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ROBOT.

Tableau V. 8: Les sollicitations dues aux PP.

Section	$M_t^{\max}$	$M_a^{\max}$	$V_{\max}$
Pouter (40 × 30)	105.93	110.35	182.41

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

❖ Ferrailage en travée :

$$\begin{aligned}M_{t \max} &= 105.93 \text{ KN.m} \\h &= 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm} \\ \mu &= \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{105.93 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 360^2} = 0.191 \\ \alpha &= 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.191}) \\ \alpha &= 0.267 \\ Z &= d(1 - 0,4 \alpha) \\ Z &= 321.552 \text{ mm} \\ A_s &= \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{105.93 \times 10^6}{348 \times 321.552} \\ A_s &= 9.466 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

❖ Ferrailage en appui :

$$M_{a \max} = 110.35 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{110.35 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 360^2} = 0.199 \\ \mu &< 0.186 \text{ et } \mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0\end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{aligned}\alpha &= 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ \alpha &= 0.280 \\ Z &= d(1 - 0,4 \alpha) \\ Z &= 331.34 \text{ mm} \\ A_s &= \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{110.35 \times 10^6}{348 \times 331.34} \\ A_s &= 9.57 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]

$$\begin{aligned}A_{\min} &\geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{\min} &\geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \\ A_s &> A_{\min} \dots \text{CV.}\end{aligned}$$

• Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1) [3]

$$A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

• Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1) [3]

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\%(b \times h) = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\%(b \times h) = 72 \text{ cm}^2$$

b. Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91).

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min (40/35 ; 30/10 ; 1.4)$$

$$\phi_t \leq \min (1.14 ; 3 ; 1.4)$$

$\phi_t = 1.14 \text{ cm}$, Donc on prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

❖ Calcul de l'espacement :

- L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

dans la zone nodale : $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4\right) = 10 \text{ cm.}$

en zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$

$\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm zone courante} \end{cases}$

- La section minimale des armatures transversales :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

- Recouvrement des armatures longitudinales

D'après l'RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ poutre longitudinale : 40ϕ

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm}$$

V. 3. 2. 2. Poutre secondaire :

❖ Exemple de calcul:

a. Les armatures longitudinales :

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ROBOT.

Tableau V. 9: Les sollicitations dues aux PS.

Section	$M_t^{\max}$	$M_a^{\max}$	$V_{\max}$
Poutre (35× 30)	92.16	98.52	248.64

❖ Ferrailage en travée :

$$M_{t \max} = 92.16 \text{ KN.m}$$

$$h = 35 \text{ cm; } b = 30 \text{ cm; } d = 0.9 \times h = 31.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{92.16 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 315^2} = 0.248$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.248})$$

$$\alpha = 0.311$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 275.814 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{92.16 \times 10^6}{348 \times 275.814}$$

$$A_s = 9.601 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage en appui :

$$M_{a \max} = 98.52 \text{ .m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{98.52 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 315^2} = 0.223$$

$$\mu < 0.186 \text{ et } \mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

Donc :

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

$$\alpha = 0.319$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 274.806 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{98.52 \times 10^6}{348 \times 274.806}$$

$$A_s = 10.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]**

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \text{CV.}$$

• **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1) [3]**

$$A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2$$

• **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1) [3]**

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\%(b \times h) = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\%(b \times h) = 63 \text{ cm}^2$$

b. Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min (35/35 ; 30/10 ; 1.4)$$

$$\phi_t \leq \min (1 ; 3 ; 1.4)$$

$\phi_t = 1 \text{ cm}$, Donc on prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Calcul de l'espacement :**

• **L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :**

$$\text{dans la zone nodale : } S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 8.75 \text{ cm.}$$

$$\text{en zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} S_t = 8.5 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm zone courante} \end{cases}$$

❖ **La section minimale des armatures transversales :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ poutre longitudinale : 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

Tableau V. 10: Les ferrailage des poutres.

Section cm ²	A _{min RPA} cm ²	A _{appui} cm ²	A _{travée} cm ²	A _{max RPA} cm ²		A _{max} cm ²
				Zone courante	Zone de recouvrement	
30×40	9.57	9.46	6	48	72	9.57
30×35	10.30	9.60	5.25	42	63	10.30

❖ Choix des barres :

Poutre (30×40) 6T12+3T14 = 11.41 cm²

Poutre (30×35) 6T12+3T14 = 11.41 cm²

V. 3. 3. Vérifications :

V. 3. 3. 1. Poutres principales :

a. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{182.41}{300 \times 360} = 1.68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ (F. P. P)} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b. Vérification à l'ELS :

A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

A l'état limite de compression du béton : La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Détermination de la valeur de "y" :

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

Avec : n = 15

• Déterminer le moment d'inertie "I" :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 11: Vérification des contraintes (PP) à l'ELS.

	M _{ser} (KN. m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	36.90	10.65	32.72	422078.41	2.86	CV
Appuis	70	10.65	32.72	422078.41	5.42	

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

c. Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 12: Vérification de la compression du béton.

Section	$T_{\max}$ (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition
PP (30 × 40)	182.41	8000	CV

d. Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Avec : $h = 0.4$ m et $l = 4.40$ m.

$A_{st} = 10.65$ cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{SER}}{M_0} \\ \frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 0.147 > 0.062 \dots\dots\dots CV. \\ 0.147 > 0.033 \dots\dots\dots CV \\ 0.00986 < 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array}$$

Donc : Pas de risque de flèche.

V. 3. 3. 2. Poutre secondaire :

a. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{248.64}{300 \times 315} = 2.63 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 2.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : Pas de risque de cisaillement.

b. Vérification à l'ELS :

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 13: Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	24.52	10.65	33.8	405084.5	2.04	CV
Appuis	42.45	10.65	33.8	405084.5	3.54	

c. Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Avec : $h = 0.35$ m et $l = 4.85$ m.

$A_{st} = 10.65$ cm²

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{SER}}{M_0} \\ \frac{A_{s app}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 0.072 > 0.062 \dots\dots\dots CV. \\ 0.147 > 0.0026 \dots\dots\dots CV \\ 0.0011 < 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array}$$

Donc : Pas de risque de flèche.

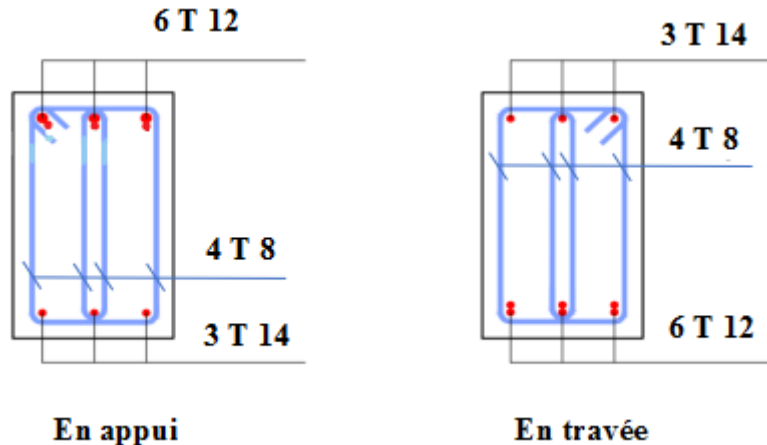


Figure V. 3: Ferrailage des poutres principales.

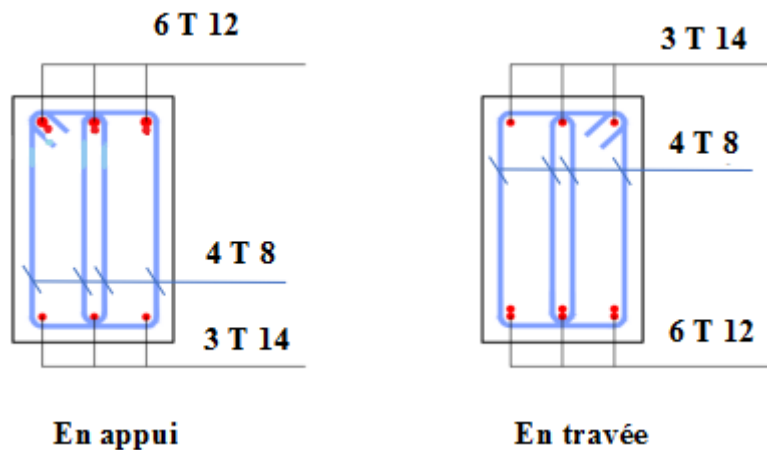


Figure V. 4: Ferrailage des poutres secondaires.

V. 4. Les 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 (séisme, vents) ainsi que les forces due 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.

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

a. Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de 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.

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm. [3]

❖ Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. [3]

b. Règles communes :

- a) L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 15e$ (e : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30 \text{ cm}$.
- b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- c) Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- d) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges. [3]

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

V. 4. 2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- 1.35 G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)

Selon le RPA version 2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par **ROBOT**.

V. 4. 3. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Si σ_a et σ_b : sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

V. 4. 4. Disposition des voiles :

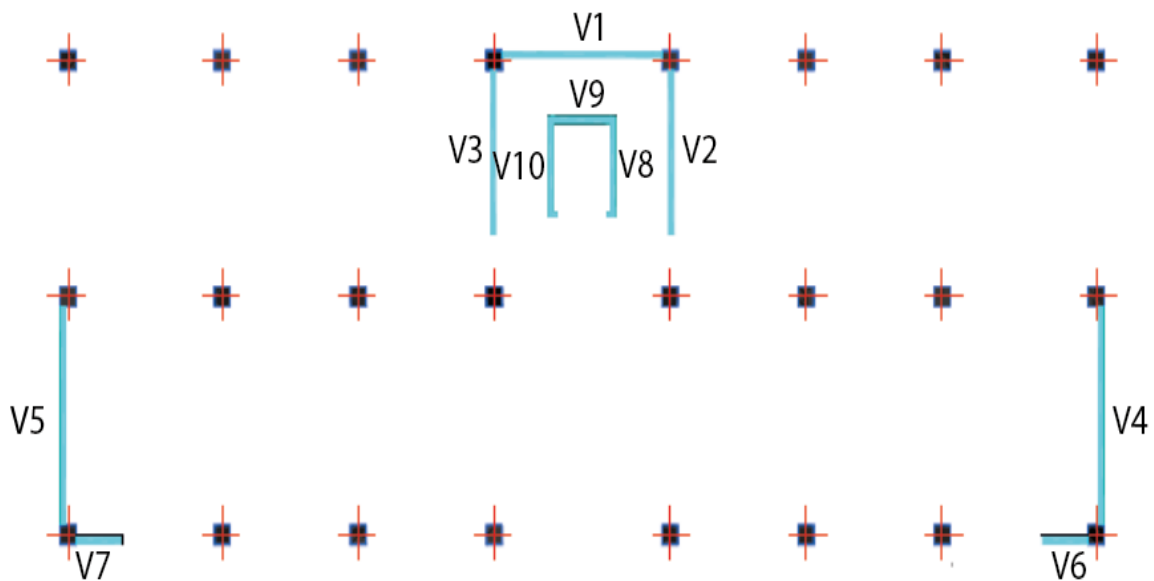


Figure V. 5: Schéma de disposition des voiles.

A partir de (ROBOT) :

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

Tableau V. 14: Résume les résultats de Sollicitations.

VOILE	N (KN)	M (KN.M)	T (KN)
Voile 1 (x-x)	1373.43	3391.91	1329.12
Voile 2 (y-y)	1563.94	1310.37	486.90
Voile 3 (y-y)	2260.64	1491.91	456.23
Voile 4 (y-y)	252.44	3192.4	816.33
Voile 5 (y-y)	807.561	2517.58	619.50
Voile 6 (x-x)	1226.35	366.28	527.08
Voile 7 (x-x)	892.18	363.76	491.47
Voile 8 (y-y)	442.04	304.96	217.86
Voile 9 (x-x)	177.73	240.65	519.02
Voile 10 (y-y)	780.57	285.54	424.14

V. 4. 5. Le ferrailage des voiles :

(L = 4 m ; H = 4.08 m ; e = 0.2 m)

On utilise ra la méthode des contraintes :

Remarque :

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

N = 1373.43KN, M = 3391.91 KN.m, T = 1329.12 KN

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times 4}{12} = 1.066 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 0.2 \times 4 = 0.8 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m.}$$

V. 4. 5. 1. Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} Y = \frac{1373.43}{0.8} + \frac{3391.91}{1.067} \times 2 = 8074.63 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} Y = \frac{1373.43}{0.8} - \frac{3391.91}{1.067} \times 2 = -4641.056 \text{ KN/m}^2.$$

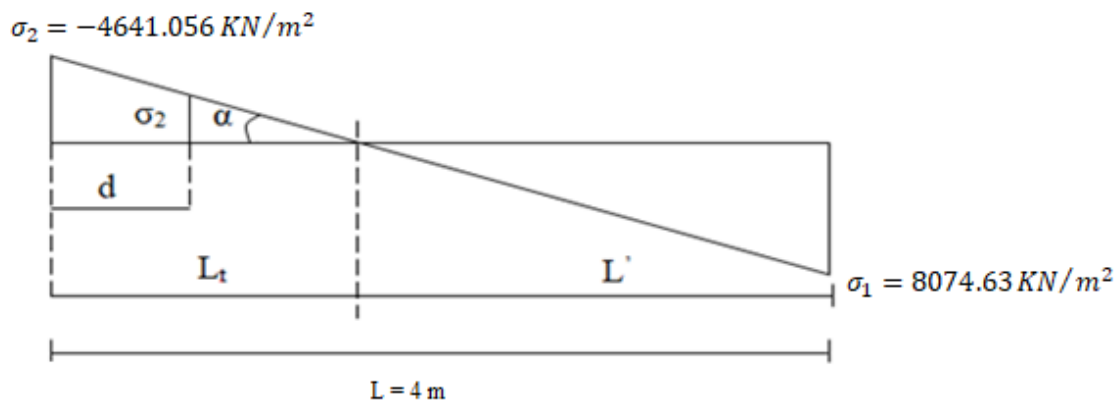


Figure V. 6: Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

❖ Calcul de L' :

$$L_t = L \times \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} = \frac{4641.056}{4641.056 + 8074.63} = 1.46 \text{ m.}$$

$$L' = L - L_t = 4 - 1.46 = 2.54 \text{ m.}$$

$$d \leq \min(h_e/2; (2/3) \times L')$$

$$d \leq \min(4.08/2; (2/3) \times 2.54) = 1.69 \text{ m.}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma'_2 = 0$ ($d = L_t$)

Alors:

$$I' = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.2 \times 1.46^3}{12} = 0.051 \text{ m}^4$$

$$S' = b \times h \Rightarrow S = 1.46 \times 0.2 \Rightarrow S' = 0.292 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{1}{2} = \frac{1.46}{2} = 0.73 \text{ m}$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma'_2) \Rightarrow N_1 = -677.586 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma_2 - \sigma'_2) \Rightarrow M_1 = 161.175 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{161.175}{-677.586} = -0.237 \text{ m} < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section}$$

entièrement tendue).

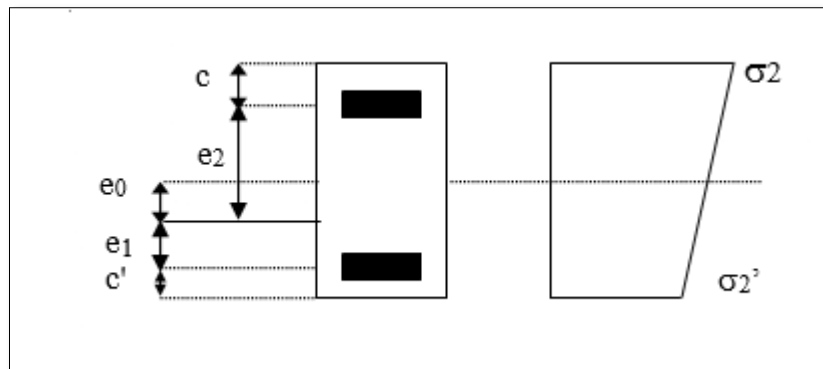


Figure V. 7: Schéma de disposition des excentricités.

Soit : $c = 5 \text{ cm}$, $c' = 10 \text{ cm}$.

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.407 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.867 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) f_e} = \frac{677.586 \times 867 \times 10^3}{(407 + 867) \times 400} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) f_e} = \frac{677.586 \times 407 \times 10^3}{(407 + 867) \times 400} = 4.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = A_s + A'_s = \frac{N_1}{f_e} = 15.93 \text{ cm}^2.$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

$$A_s/\text{ml/face} = 15.93/(2 \times 1.46) = 5.45 \text{ cm}^2.$$

a. Armatures minimales de RPA 99 :

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times e \times L_t \quad [3]$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times 20 \times 146 = 5.84 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{RPA}}/\text{ml/face} = 5.84/(2 \times 1.46) = 2 \text{ cm}^2.$$

b. Le pourcentage minimal : [3]

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times 1 = 0.15\% \times 20 \times 4 = 12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{min}}/\text{ml/face} = 12/(2 \times 4) = 1.5 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_s = \max(A_{s \text{ cal}}; A_{\text{min}}; A_{\text{RPA}}) = 5.45 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 5.45 \times (4/2) = 21.8 \text{ cm}^2.$$

c. Acier de couture : [3]

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 1329.12 = 1860.768 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1860.768 \times 10^3}{400} = 51.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 10.52 \times \frac{L_t}{L} = 18.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 21.8 + 18.67 = 40.70 \text{ cm}^2$$

d. L'espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30)$

Soit: $S_t \leq 24 \text{ cm}$

On adopte: $S_t = 18 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 9 \text{ cm}$

e. En zone d'about :

La longueur de zone courant : $(L/10) \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow 400 - 80 = 320 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 18 cm donc nombre des barres est $320/18 = 17.77$

On adopte : 18 barres

Alors : On adopte : 18T12 ($A_s = 20.36 \text{ cm}^2$)

f. Les armateurs de répartition : [1]

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 9.01 \text{ cm}^2$$

On adopte : 12Ø10 ($A_s = 9.42 \text{ cm}^2$)

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

V. 4. 5. 2. Ferrailage horizontal :

a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [4]

b. La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 1329.12 \times 10^3}{200 \times 3600} = 2.58 \text{ MPa}$$

c. La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 2.58 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

d. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{B_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tjk}}{0.8 f_e} \quad [4]$$

K = 0 en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K = 1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K = 1 + 3 σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K = 1 - 10 σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage.

Alors : on prend K = 0.

$$\frac{A_t}{B_0 S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e} \quad [4]$$

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de : 0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025 f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025 f_{c28}$

❖ L'espacement :

$$S_t \leq \min(1.5e, 30)$$

Soit : $S_t \leq 24 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 18 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad [3]$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

$$A_t = \frac{200 \times 2.58 \times 180}{0.8 \times 400} = 290.25 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min}} (\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 400 = 12 \text{ cm}^2$$

On adopte : 16T10 = 12.56 cm²

V. 4. 6. Schéma de Ferrailage :

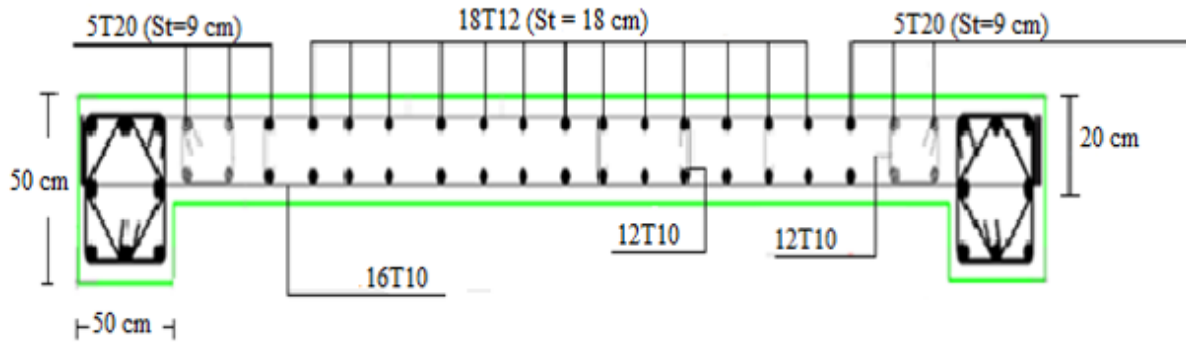


Figure V. 8: Schéma de ferrailage de Voile 1.

V. 4. 7. Résultat de ferrailage des villes :

a. Sens x-x :

Tableau V. 15: Ferrailage voile 6.

Voile	Résultat
L (m)	1.1
B (m)	0.2
I (m ⁴)	0.02218333
S (m ²)	0.22
Y(m)	0.55
M (KN. m)	366.28
N (KN)	1226.35
σ_2 (KN/m ²)	-3507.00413
σ_1 (KN/m ²)	14655.6405
L_t (m)	0.21239773
T (KN)	527.08
$A_{S \text{ cal}}$ (cm ²)	15.15355
$A_{S \text{ rpa}}$ (cm ²)	0.84959093
A_{min} (cm ²)	3.3
$A_{V \text{ max}}$ (cm ²)	15.15355
Barre courant	15T12
Barre about	4T25
St courant (cm)	6
S _{t about} (cm)	3
$A_{S \text{ rpa}}$ (cm ²)	2.4
Barre horizontal	16T10

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

Tableau V. 16: Ferrailage voile 7.

Voile	Résultat
L (m)	1.1
B (m)	0.2
I (m ⁴)	0.02218333
S (m ²)	0.22
Y(m)	0.55
M (KN. m)	363.76
N (KN)	892.18
σ_2 (KN/m ²)	-4963.47934
σ_1 (KN/m ²)	13074.2066
L _t (m)	0.30269001
T (KN)	491.47
A _{S cal} (cm ²)	14.1297625
A _{S rpa} (cm ²)	1.21076002
A _{min} (cm ²)	3.3
A _{V max} (cm ²)	14.1297625
Barre courant	15T12
Barre about	4T25
St courant (cm)	6
S _{t about} (cm)	3
A _{S rpa} (cm ²)	2.4
Barre horizontal	16T10

Tableau V. 17: Ferrailage voile 9.

Voile	Résultat
L (m)	1.7
B (m)	0.15
I (m ⁴)	0.0614125
S (m ²)	0.255
Y(m)	0.85
M (KN. m)	240.65
N (KN)	177.73
σ_2 (KN/m ²)	-2633.81546
σ_1 (KN/m ²)	4027.77624
L _t (m)	0.6721346
T (KN)	519.02
A _{S cal} (cm ²)	14.921825
A _{S rpa} (cm ²)	2.0164038
A _{min} (cm ²)	3.825
A _{V max} (cm ²)	14.921825
Barre courant	14T12
Barre about	4T25
St courant (cm)	10
S _{t about} (cm)	5
A _{S rpa} (cm ²)	3.82
Barre horizontal	16T10

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

b. Sens y-y :

Tableau V. 18: Ferrailage voile 2.

Voile	Résultat
L (m)	3.3
B (m)	0.15
I (m ⁴)	0.4492125
S (m ²)	0.495
Y(m)	1.65
M (KN. m)	1310.37
N (KN)	1563.94
σ_2 (KN/m ²)	1310.37
σ_1 (KN/m ²)	7972.5877
L _t (m)	-0.6490663
T (KN)	486.9
A _{S cal} (cm ²)	13.998375
A _{S rpa} (cm ²)	-1.9471989
A _{min} (cm ²)	7.425
A _{V max} (cm ²)	13.998375
Barre courant	18T12
Barre about	5T20
St _{courant} (cm)	15
S _{t about} (cm)	7.5
A _{S rpa} (cm ²)	7.98
Barre horizontal	16T10

Tableau V. 19: Ferrailage voile 3.

Voile	Résultat
L (m)	3.3
B (m)	0.15
I (m ⁴)	0.4492125
S (m ²)	0.495
Y(m)	1.65
M (KN. m)	1491.91
N (KN)	2260.64
σ_2 (KN/m ²)	1310.37
σ_1 (KN/m ²)	10046.876
L _t (m)	-0.49496
T (KN)	456.23
A _{S cal} (cm ²)	13.1166125
A _{S rpa} (cm ²)	-1.48487999
A _{min} (cm ²)	7.425
A _{V max} (cm ²)	13.1166125
Barre courant	18T12
Barre about	5T20
St _{courant} (cm)	15
S _{t about} (cm)	7.5
A _{S rpa} (cm ²)	7.98
Barre horizontal	16T10

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

Tableau V. 20: Ferrailage voile 4.

Voile	Résultat
L (m)	4,35
B (m)	0,15
I (m ⁴)	1,02891094
S (m ²)	0,6525
Y(m)	2,175
M (KN. m)	3192,4
N (KN)	252,44
σ_2 (KN/m ²)	1310,37
σ_1 (KN/m ²)	7135,24957
L _t (m)	-0,9785798
T (KN)	816,33
A _{S cal} (cm ²)	23,4694875
A _{S rpa} (cm ²)	-2,93573941
A _{min} (cm ²)	9,7875
A _{V max} (cm ²)	23,4694875
Barre courant	14 T12+14T14
Barre about	5T25
St courant (cm)	15
S _{t about} (cm)	7,5
A _{S rpa} (cm ²)	9.78
Barre horizontal	16T10

Tableau V. 21: Ferrailage voile 5.

Voile	Résultat
L (m)	4,35
B (m)	0,15
I (m ⁴)	1,02891094
S (m ²)	0,6525
Y(m)	2,175
M (KN. m)	2517,58
N (KN)	807,561
σ_2 (KN/m ²)	-4084,23469
σ_1 (KN/m ²)	6559,51745
L _t (m)	1,66918777
T (KN)	619,5
A _{S cal} (cm ²)	17,810625
A _{S rpa} (cm ²)	5,00756331
A _{min} (cm ²)	9,7875
A _{V max} (cm ²)	17,810625
Barre courant	14T12+10T14
Barre about	6T20
St courant (cm)	15
S _{t about} (cm)	7,5
A _{S rpa} (cm ²)	9.78
Barre horizontal	16T10

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

Tableau V. 22: Ferrailage voile 8.

Voile	Résultat
L (m)	1,8
B (m)	0,15
I (m ⁴)	0,0729
S (m ²)	0,27
Y(m)	0,9
M (KN. m)	304,96
N (KN)	442,04
σ_2 (KN/m ²)	-2127,75309
σ_1 (KN/m ²)	5402,12346
L _t (m)	0,50863458
T (KN)	217,86
A _{S cal} (cm ²)	6,263475
A _{S rpa} (cm ²)	1,52590373
A _{min} (cm ²)	4,05
A _{V max} (cm ²)	6,263475
Barre courant	15T10
Barre about	5T14
St courant (cm)	10
S _{t about} (cm)	5
A _{S rpa} (cm ²)	4.05
Barre horizontal	16T10

Tableau V. 23: Ferrailage voile 10.

Voile	Résultat
L (m)	1,8
B (m)	0,15
I (m ⁴)	0,0729
S (m ²)	0,27
Y(m)	0,9
M (KN. m)	285,54
N (KN)	780,57
σ_2 (KN/m ²)	-634,185185
σ_1 (KN/m ²)	6416,18519
L _t (m)	0,16191112
T (KN)	424,14
A _{S cal} (cm ²)	12,194025
A _{S rpa} (cm ²)	0,48573335
A _{min} (cm ²)	4,05
A _{V max} (cm ²)	12,194025
Barre courant	16T10
Barre about	5T20
St courant (cm)	10
S _{t about} (cm)	5
A _{S rpa} (cm ²)	4.05
Barre horizontal	16T10

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

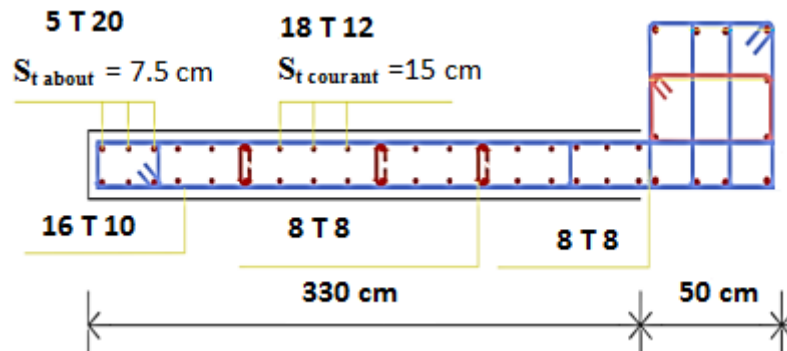


Figure V. 9: Schéma de ferrailage du voile 2 et 3.

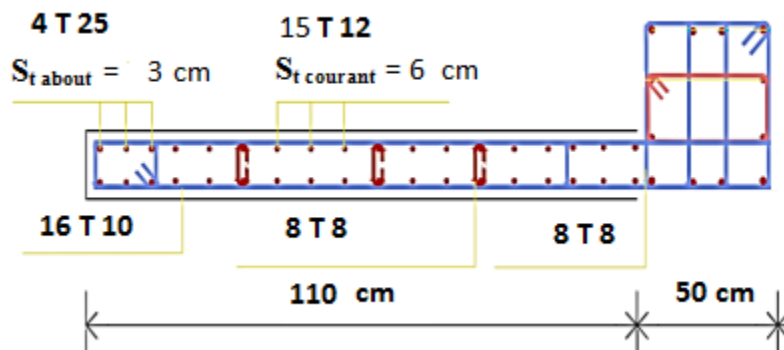


Figure V. 10: Schéma de ferrailage du voile 6 et 7.

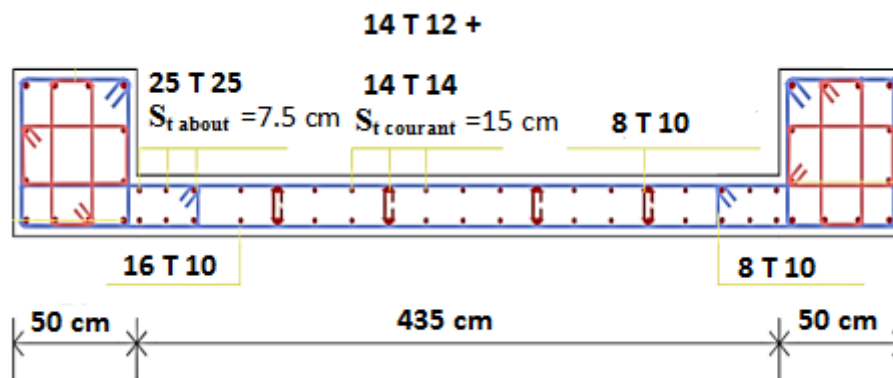


Figure V. 11: Schéma de ferrailage du voile 4.

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

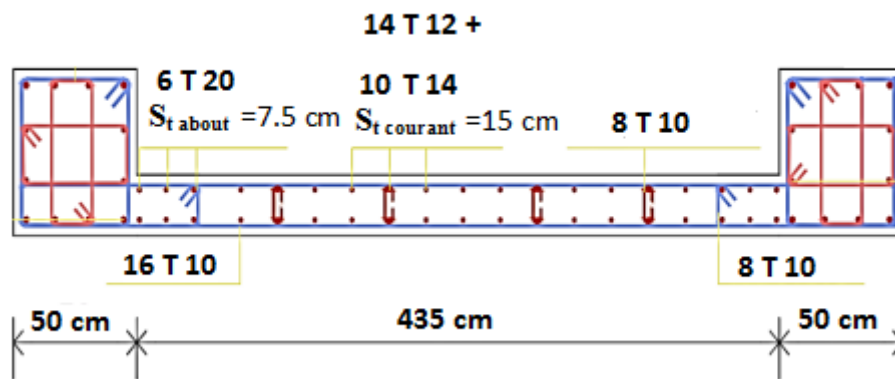


Figure V. 12: Schéma de ferrailage du voile 5.

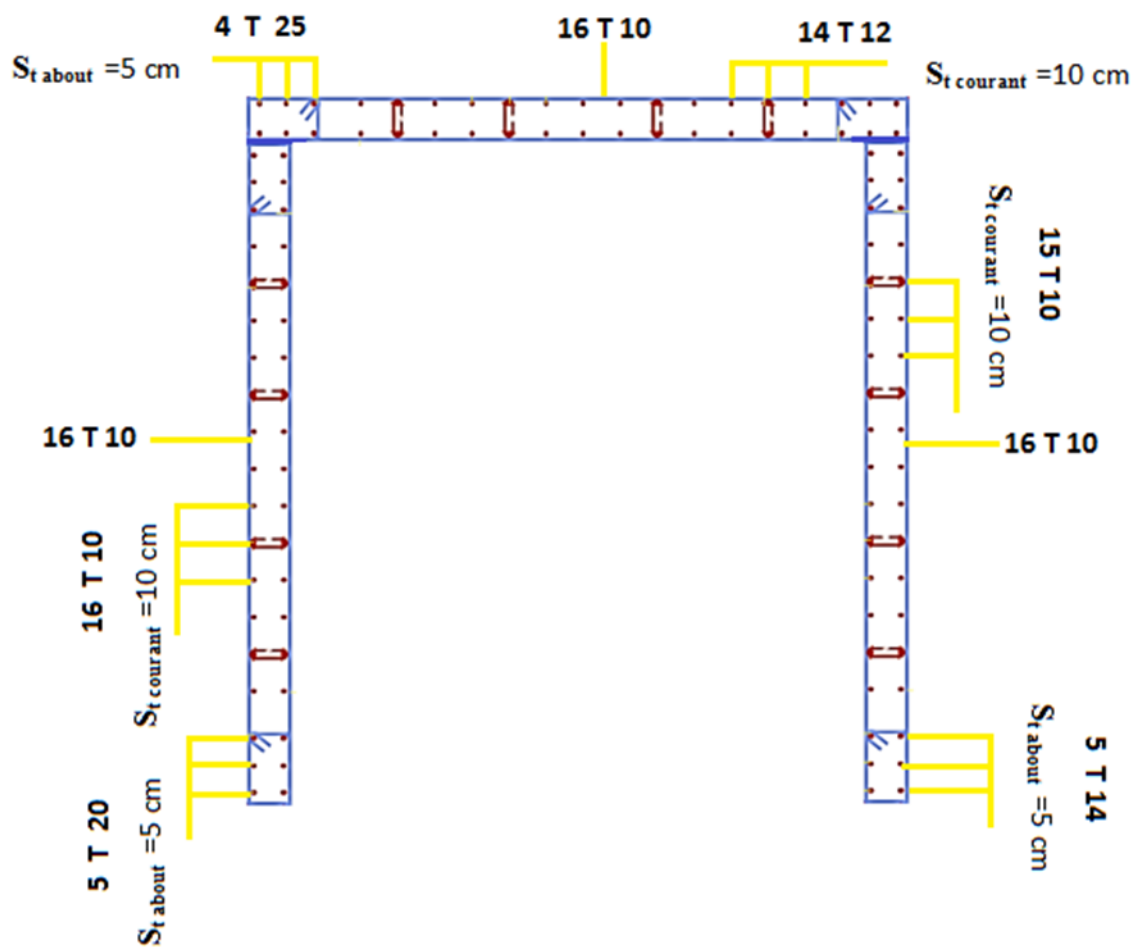


Figure V. 13: Schéma de ferrailage du voile 8, 9, 10 (Ascenseur).

CHAPITRE VI :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTU
RE.

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

VI. 1. INTRODUCTION :

Les fondations sont la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise, leur rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure, cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux)

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI. 2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION :

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution primaire.

D'après RPA 2003 (A.10.1.4.1), les fondations sont dimensionnées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$.
- $0.8 G + E$.

VI. 2. 1. Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N_s : effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ROBOT).

$N_s = 1797.69 \text{ KN}$

S : Surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. $\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bar}$.

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

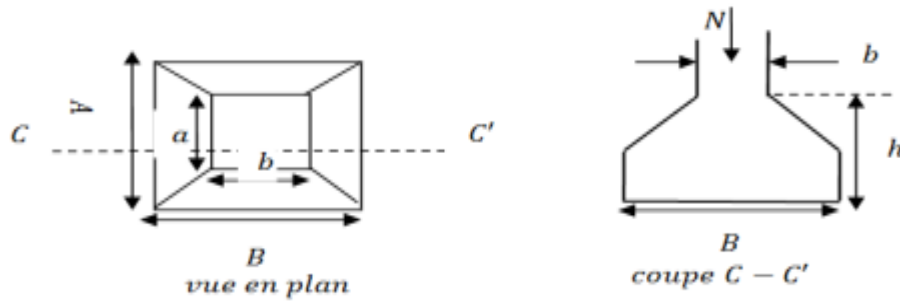


Figure VI. 1: Semelle isolée.

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a : b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.5}{0.5} \times \frac{1797.69}{1.7}}$$

$$B \geq 3.25$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,7 m. On remarque qu'il aura un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI. 2. 2. Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante de la largeur B et de la longueur L situé sous un portique forme de 07 poteaux.

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau

$$N_1 = 832.12 \text{ Kn}$$

$$N_2 = 1264.13 \text{ Kn}$$

$$N_3 = 1242.39 \text{ Kn}$$

$$N_4 = 1797.69 \text{ Kn}$$

$$N_5 = 1783.42 \text{ Kn}$$

$$N_6 = 1214.67 \text{ Kn}$$

$$N_7 = 1263.86 \text{ Kn}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

$$\sum_i^7 N_i = 9398.28 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{9398.28}{170 \times 25.70} = 2.15 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1.7 m, donc il y aura un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI. 2. 3. Radier général :

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme. 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.

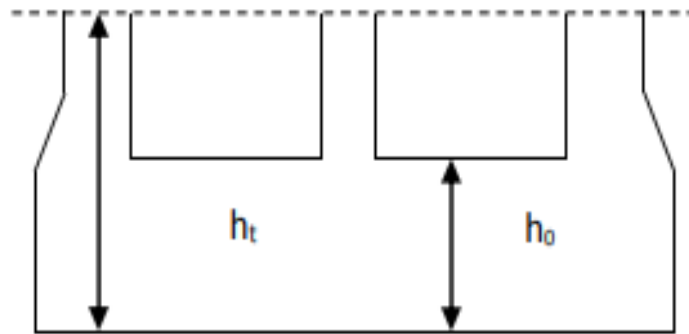


Figure VI. 2: Schéma de radier.

VI. 2. 3. 1. Caractéristiques géométriques du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

a. Condition de coffrage :

h_t : Hauteur des nervures

h_0 : Hauteur de la dalle.

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\max} = 4.35 \text{ m}$)

Pour la dalle : $h_0 \geq \frac{L}{20} = \frac{435}{20} = 21.75 \text{ cm}$.

Pour la nervure : $h_t \geq \frac{L}{20} = \frac{435}{10} = 43.5 \text{ cm}$.

b. Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol

E : module d'élasticité du béton

b : largeur de la semelle

$I = \frac{b h^3}{12}$. inertie de la semelle

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.30^4 \times 4 \times 10^4}{3.14 \times 3.216 \times 10^7}} = 70.57 \text{ cm}$$

Donc :

$$h_t \geq 70.57 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times 0.75}{12 \times 10^4}} = 6.34 \text{ m}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots \dots \dots 4.35 \leq 9.95 \dots \dots \text{cv}$$

VI. 2. 3. 2. Calcul de la surface du radier :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N : Effort normal total transmis par l'ouvrage. La surface du bâtiment est

$$N = 26741.174$$

$S_{\text{bat}} = 248 \text{ m}^2$ (surface du bâtiment)

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{26741.174}{170} = 157.30 \text{ m}^2$$

On peut prendre $S_{\text{bat}} = S_{\text{rad}} = 248 \text{ m}^2$

VI. 2. 3. 3. Dimension du radier On adopte les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{ cm}$.

Hauteur de la table du radier $h_0 = 25 \text{ cm}$.

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = 248 \text{ m}^2$.

VI. 3. Vérifications nécessaires :

VI. 3. 1. Vérification de la contrainte dans le sol :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{max.min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{x,y} \times X_G/Y_G}{I_{XX}/I_{YY}}$$

Avec :

$$S_{\text{rad}} = 248 \text{ m}^2 \quad \sigma_{\text{sol}} = 0.17 \text{ mpa}$$

D'après l'AUTOCAD, on a les caractéristiques suivantes :

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

Tableau VI. 1: Caractéristiques géométrique XX.

N	L _x	X _G	M _x	I _{xx}
26741.174	25.7	12.85	34362.4085	1924.25

Tableau VI. 2: Caractéristiques géométrique YY.

N	L _x	X _G	M _x	I _{xx}
26741.174	9.65	4.825	12902.6164	13650.4

a. Sens X-X :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{26741.174 \times 10^{-3}}{248} + \frac{34362.4085 \times 4.82 \times 10^{-3}}{1924.25} = 0.193$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{26741.174 \times 10^{-3}}{248} - \frac{34362.4085 \times 4.82 \times 10^{-3}}{1924.25} = 0.021$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 0.193 + 0.021}{4} = 0.15$$

$$0.15 \leq 0.17 \dots \text{CV.}$$

b. Sens Y-Y

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yy}} = \frac{26741.174 \times 10^{-3}}{248} + \frac{12902.6164 \times 12.85 \times 10^{-3}}{13650.4} = 0.119$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yy}} = \frac{26741.174 \times 10^{-3}}{248} - \frac{12902.6164 \times 12.85 \times 10^{-3}}{13650.4} = 0.095$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 0.119 + 0.095}{4} = 0.113$$

$$0.113 \leq 0.17 \dots \text{CV.}$$

VI. 3. 2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1$$

$$V_u = \frac{26741.174 \times 4.35}{2 \times 248} \times 1$$

$$V_u = 234.5 \text{ KN.}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.75 = 0.675 \text{ m.}$$

$$\tau_u = \frac{234.5 \times 10^3}{1000 \times 630} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$0.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

VI. 3. 3. Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL91/99 (Art A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit

$$N_d \leq 0.045 \times U_C \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_C : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen sous poteau le plus sollicité.

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(50 \times 50) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_C est donné par la formule suivante :

$$\begin{aligned} U_C &= 2 (A + B) \\ A &= a + h_t \\ A &= 0.5 + 0.75 = 1.25 \text{ cm} \\ B &= b + h_t \\ B &= 0.5 + 0.75 = 1.25 \text{ cm} \\ U_C &= 5 \end{aligned}$$

Alors :

$$\begin{aligned} N_d &= 1945.07 \leq 0.045 \times 5 \times 0.75 \times \frac{25}{1.5} \\ N_d &= 2812.5 \dots \text{ CV.} \\ N_d &= 1945.07 \leq 2812.5 \end{aligned}$$

Donc : il n'y a pas de risque.

VI. 4. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple,

On considère que la fissuration est préjudiciable. On fait Le calcul pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$\begin{aligned} l_x &= 3.5 \\ l_y &= 4.35 \end{aligned}$$

VI. 4. 1. Calcul des sollicitations :

à partir de ROBOT : $\begin{cases} N_u = 42448.834 \text{ KN} \\ N_s = 30219.71 \text{ KN} \end{cases}$

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{42448.834}{248} = 171.16 \text{ KN/m}^2 \\ q_s &= \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{30219.71}{248} = 12.85 \text{ KN/m}^2 \\ \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{4.35} = 0.80 > 0.4 \end{aligned}$$

La dalle du radier travaille dans les deux sens.

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y .

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

VI. 4. 2. Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91[1] :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .
- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \text{ELU } \nu = 0 \\ \text{ELS } \nu = 0.2 \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,056 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 117.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 69.85 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 117.41 = 88.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 69.85 = 52.387 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 0.5 \times 117.41 = 58.70 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section : $(b \times h_r) = (1 \times 0.75) \text{ m}^2$.

VI. 4. 3. Ferrailage de la dalle :

$$b = 100 \text{ cm}, h = 75 \text{ cm}, d = 0.9h = 67.5 \text{ cm}, f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa},$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3: Résultat de ferrailage.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Travée	X-X	88.05	0,013	0	0.016	67.06	3.77	6HA12	6.79
	Y-Y	52.387	0,008	0	0.01	67.23	2.240	6HA12	6.79
Appui	X-X	58.70	0,009	0	0.011	67.20	2.511	6HA12	6.79
	Y-Y	58.70	0,009	0	0.011	67.20	2.511	6HA12	6.79

VI. 4. 3. 1. Condition de non fragilité :

On a: $12 \text{ cm} < e$

$h = e = 70 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

$$\begin{cases} A_{\min x} \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 6.6 \\ A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 6 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\%_0 \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.8 \end{cases}$

Travée : $\begin{cases} \text{sens x - x : } A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.6 \text{ cm}^2 \dots \text{CV.} \\ \text{sens y - y : } A_y = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \dots \text{CV.} \end{cases}$

Appuis : $\begin{cases} \text{sens x - x : } A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.6 \text{ cm}^2 \dots \text{CV.} \\ \text{sens y - y : } A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.6 \text{ cm}^2 \dots \text{CV.} \end{cases}$

VI. 4. 3. 2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 211) [1]

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 229.591 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 199.61 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 229.59$$

$$\tau_u = \frac{229.59 \times 10^3}{1000 \times 675} = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,75 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

VI. 4. 3. 3. Espacement :

Travée : $\begin{cases} \text{sens x - x : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots \text{CV.} \\ \text{sens y - y : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots \text{CV.} \end{cases}$

Appuis : $\begin{cases} \text{sens x - x : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots \text{CV.} \\ \text{sens y - y : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots \text{CV.} \end{cases}$

VI. 4. 3. 4. Vérification à L'ELS :

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 117.41 = 88.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 69.85 = 52.387 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 0.5 \times 117.41 = 58.70 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

a. Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

b. Détermination de la valeur de « y » :

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

Avec : $n = 15$

c. Déterminer le moment d'inertie « I » :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4: Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	X-X	88.05	6.79	13.39	525246.45	2.3	CV
	Y-Y	52.387	6.79	10.35	319398.63	1.69	
Appuis	X-X	58.70	6.79	11.90	418085.67	1.67	
	Y-Y	58.70	6.79	11.90	418085.67	1.67	

VI. 5. Ferrailage des nervures :

VI. 5. 1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire (BAEL91 modifiée 99).

Nous avons : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.85 M_0$

En appuis : $M_a = 0.85 M_0$

VI. 5. 2. Calcul des armatures :

$b = 50 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$; $L = 4.65 \text{ m}$.

Tableau VI. 5: Ferrailage des nervures du radier.

	M_u (KN. m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Travée	344.11	0.059	0	0.076	87.26	11.34	8HA14	12.32
Appuis	202.24	0.035	0	0.044	88.41	6.57	6HA12	6.79

VI. 5. 3. Vérification des contraintes à l'ELS :

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN. m)	A_s (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
Travée	15.32	12.32	4.58	15	CV
Appuis	9.01	6.79	369	15	

VI. 5. 4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2.50\text{MPa}.$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{171.16 \times 3.35}{2} = 286.693 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{286.693 \times 10^3}{500 \times 900} = 0.637 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots \text{CV}.$$

VI. 5. 5. Armatures transversales : RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \times b$$

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 24 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

Nous trouvons :

Zone nodale : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t = 30 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 3 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 4.5 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $6T10 = 4,71\text{cm}^2$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

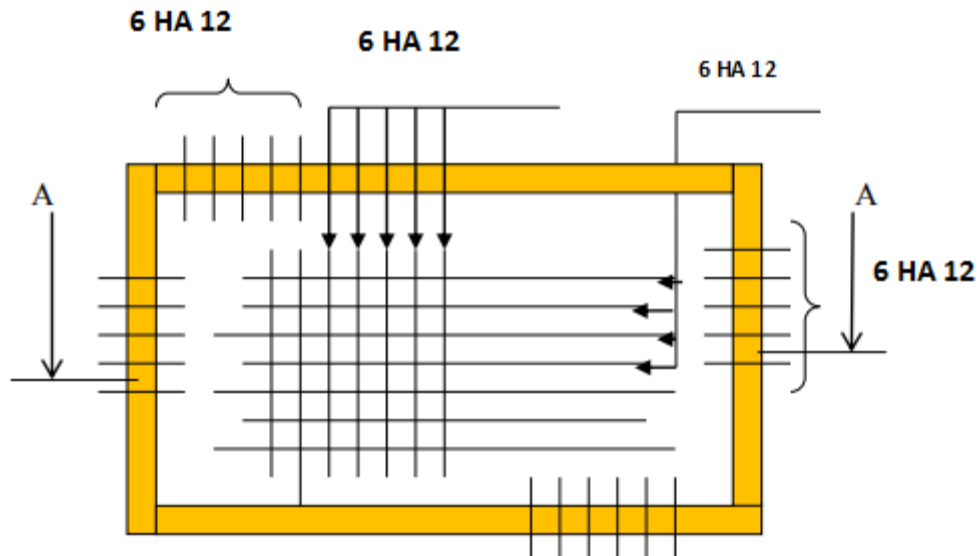


Figure VI. 3: Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

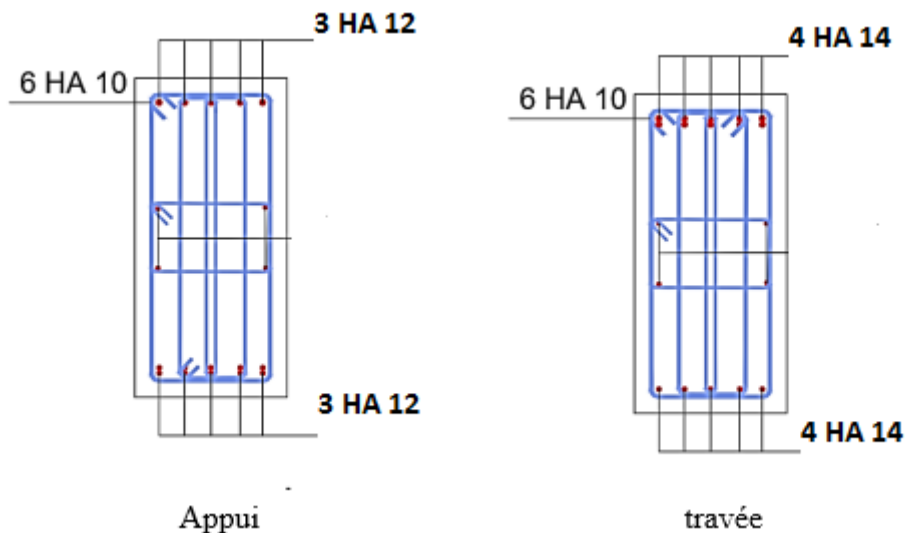


Figure VI. 4: Schéma de ferrailage des nervures.

VI. 6. L'étude des longrines :

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI. 6. 1. Pré-dimensionnement :

D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ sites de catégorie S2, S3
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S4 [4]

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

Notre site c'est ferme S3, Pour des raisons constructives nous adapterons une section de dimensions suivantes : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

VI. 6. 2. Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 35 \times 35 = 7.35 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$)

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{21}{400} = 97.80 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} \geq A_{\min} \dots\dots \text{CV.}$$

- **L'espacement :**

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

$$\Rightarrow S_t \leq \min(31.5 ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 31.5 \text{ cm}$$

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

- **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \leq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \leq 0.52 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 ($A = 1.01 \text{ cm}^2$)

VI. 6. 3. Schéma de ferrailage :

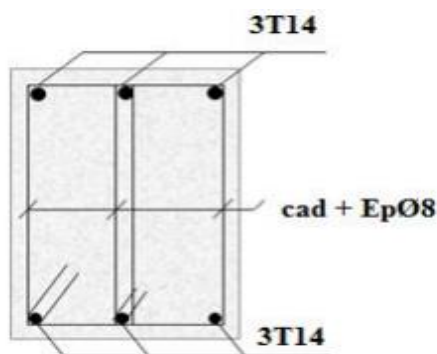


Figure VI. 5 : Schéma de ferrailage de La longrine.

Conclusion générale :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), tous comme le logiciel que nous avons choisi ROBOT et que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de ROBOT, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité. Les sections de pré dimensionnement ont été pas suffisantes. Il a été nécessaire d'augmenter les sections pour assurer la résistance en dynamique. Les éléments principaux sont calculés et ferrailleur par les sollicitations obtenues par le ROBOT et le maximum donnée par le RPA.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant toutes les exigences de résistance et de sécurité. Enfin, nous espérons par le biais de notre présent travail, servir et contribuer aux travaux et Projets des promotions à venir.

Références bibliographiques

REGLEMENT :

- [1]. Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 modifié en 99.
- [2]. Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- [3]. Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- [4]. Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.

LIVRES :

- [5] Jean marie Husson. Etude des structures en béton (BAEL91 révisé99). Écoles d'ingénieurs génie civil. CASTELLIA. P39

ARTICLE :

- [6] RAFIK TALBE ; Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions

COURS :

M. GUETTICHE :

Cours de béton armé 2 3ème année génie civil 2019/2020.
Cours Génie parasismique 2ème année master 2021/2022.

M.RABHI :

Cours de Modélisation de structure 2ème Master génie civil.

Dr. LAFIFI Brahim :

Cours de Modélisation des structures (Université 08 Mai 1945 de Guelma).

Annexes

ANNEXE 1

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

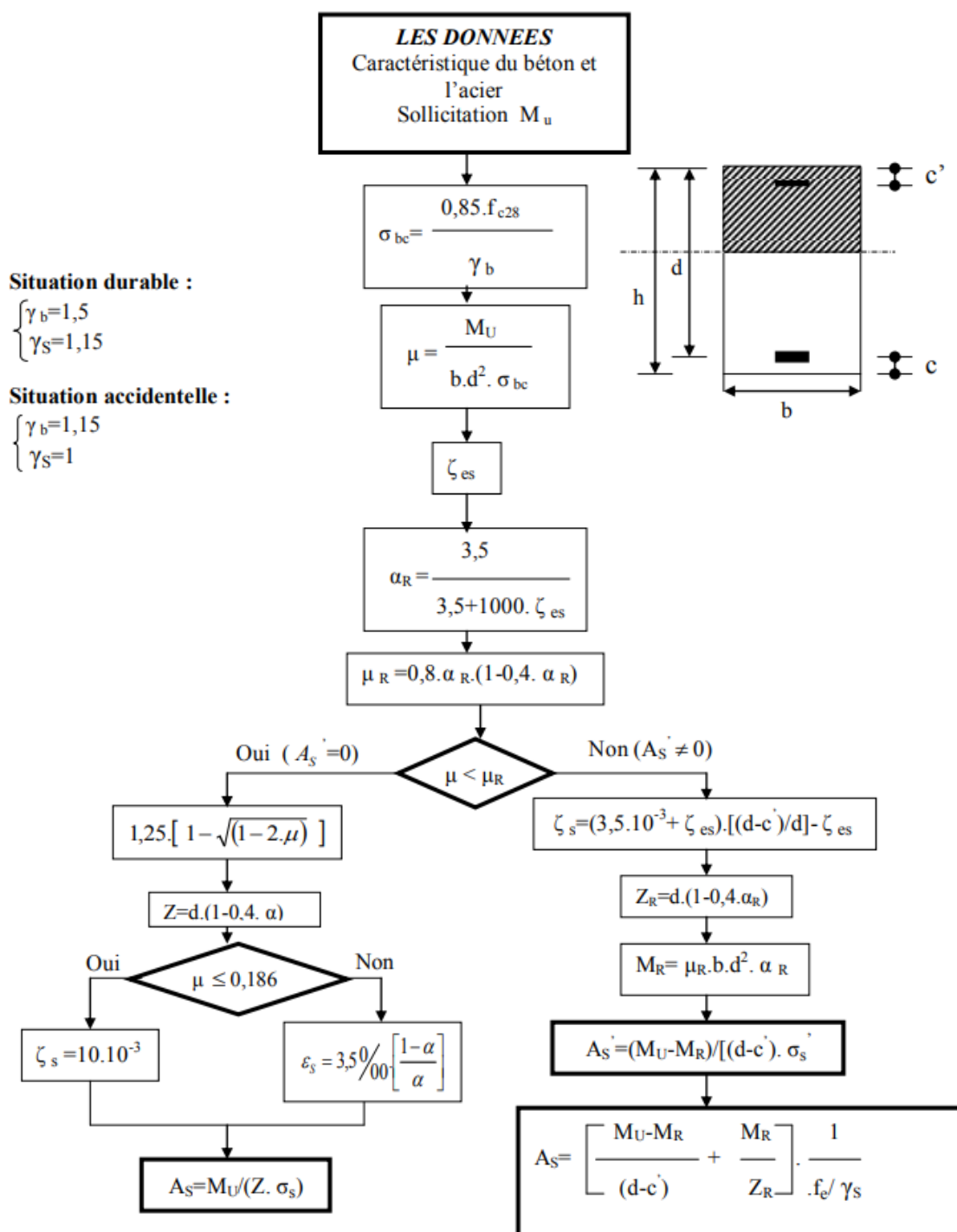
Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

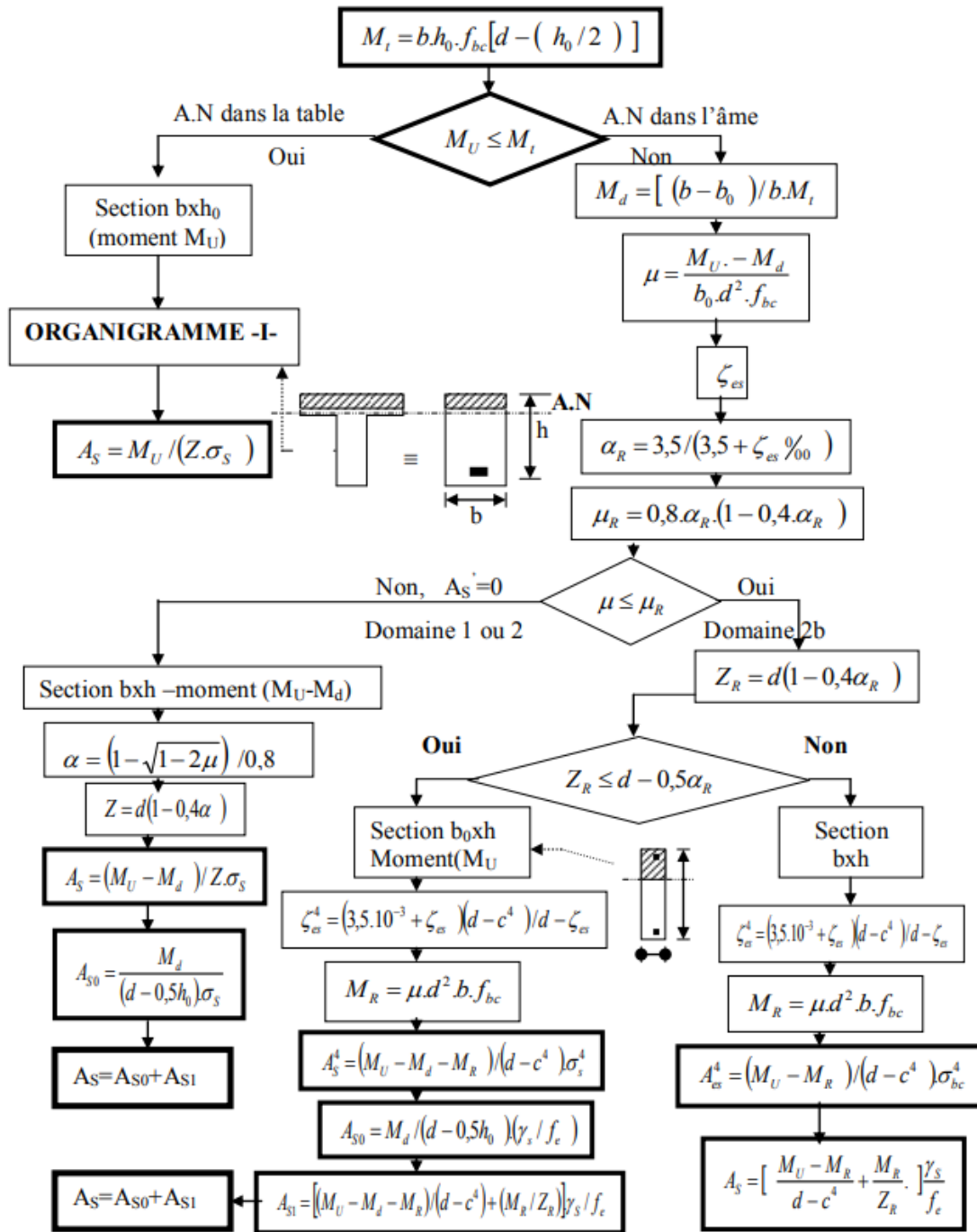
Annexe 3

SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE



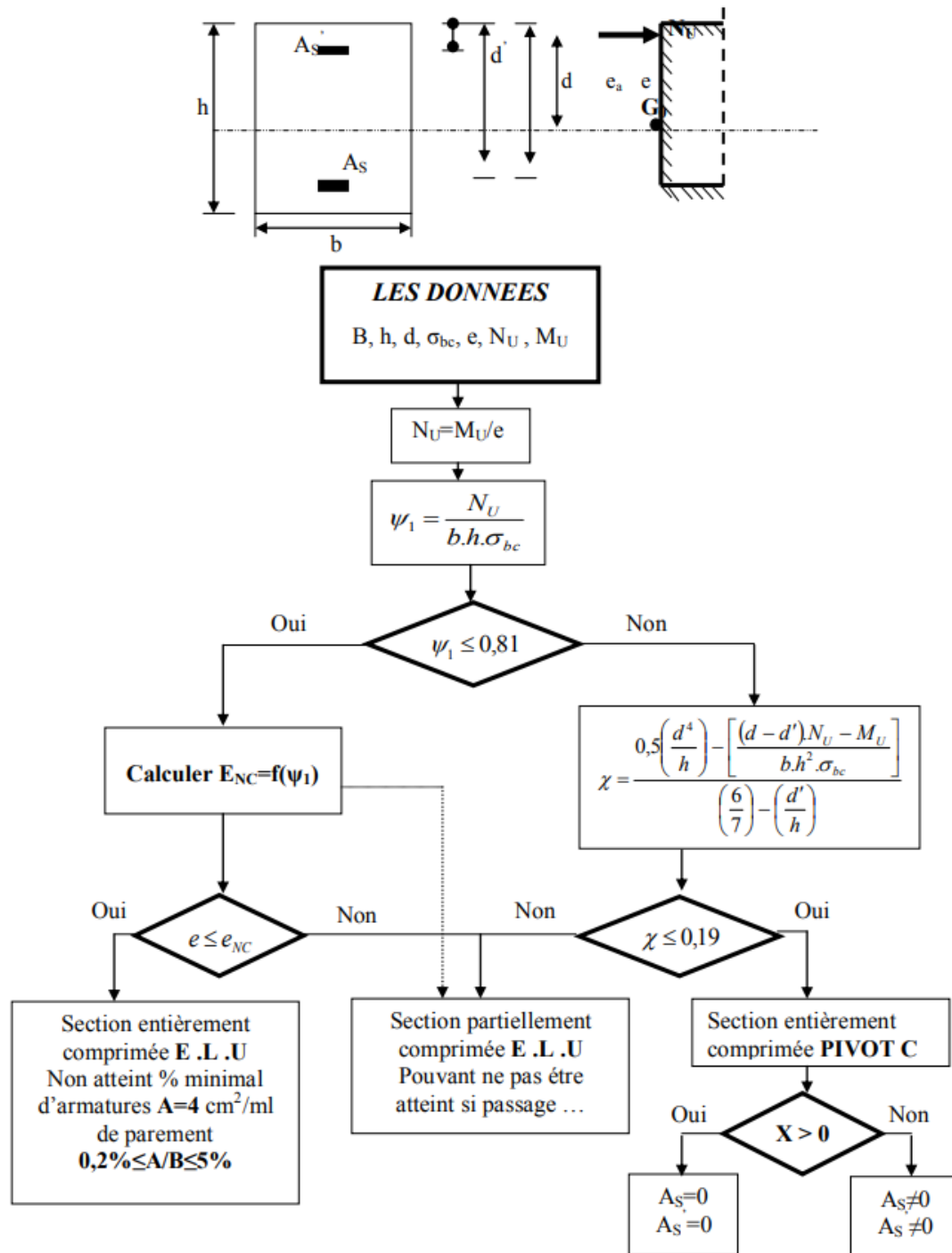
Annexe 4

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'ELU EN FLEXION SIMPLE



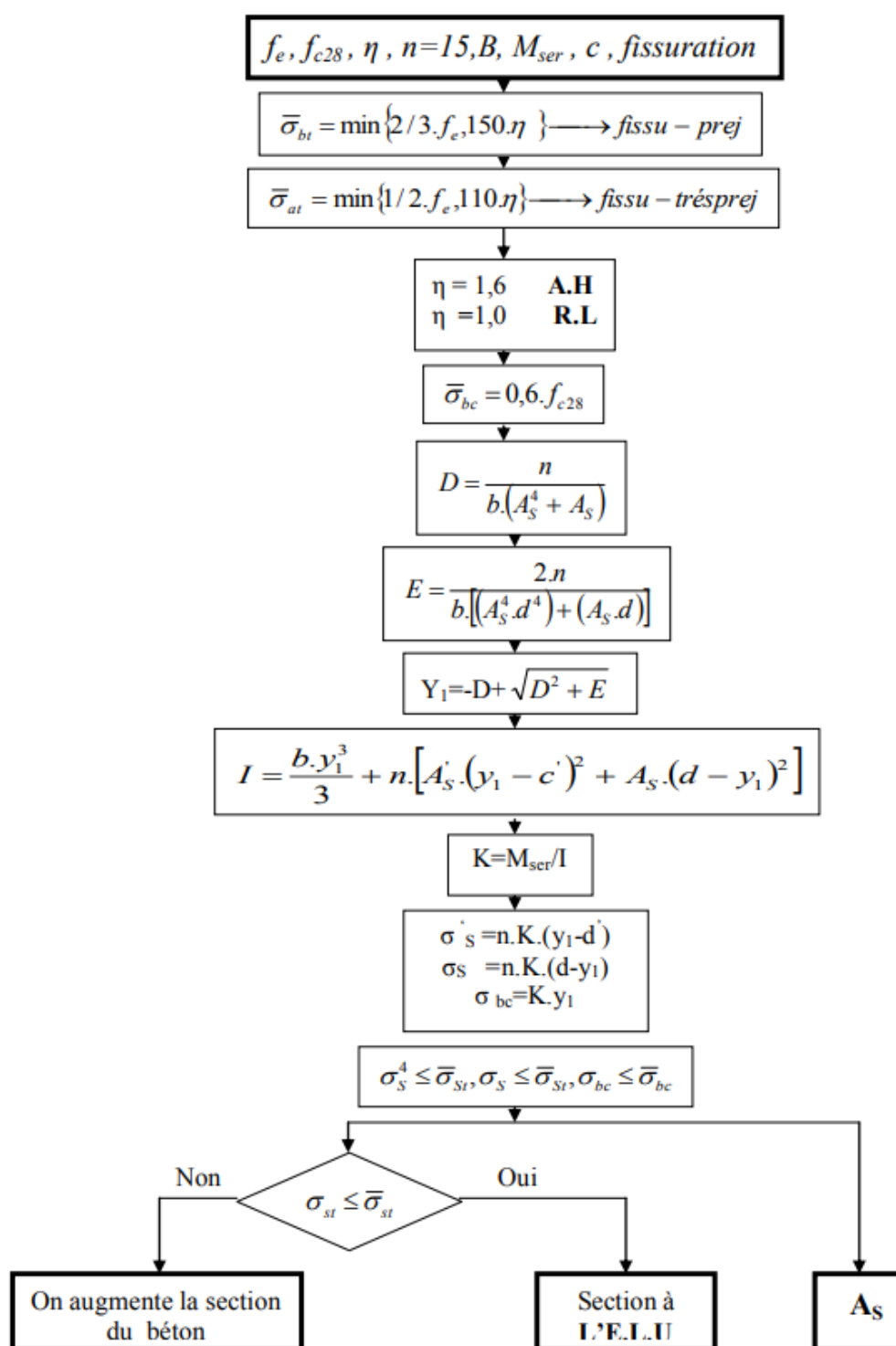
Annexe 5

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE



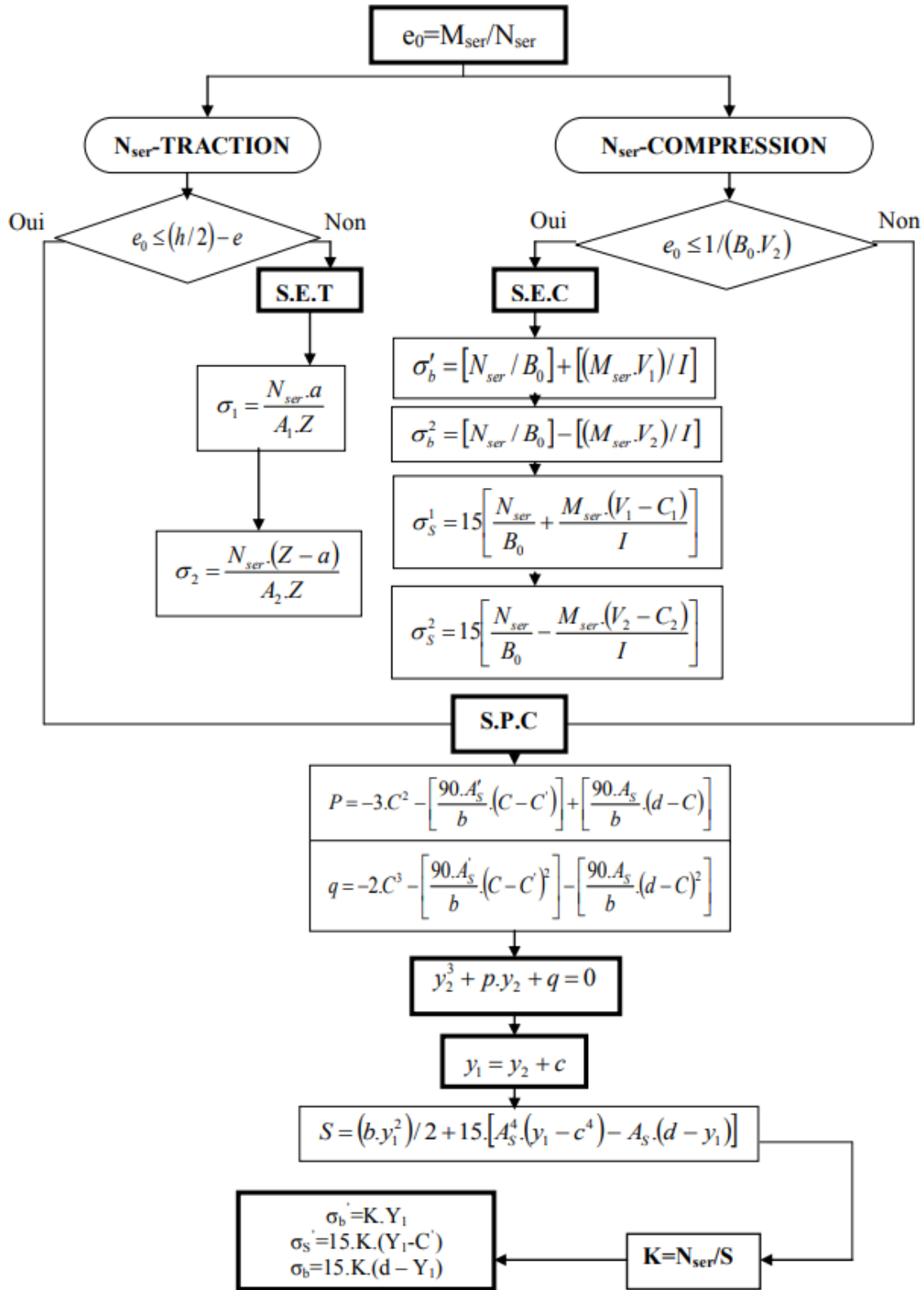
Annexe 6

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELS



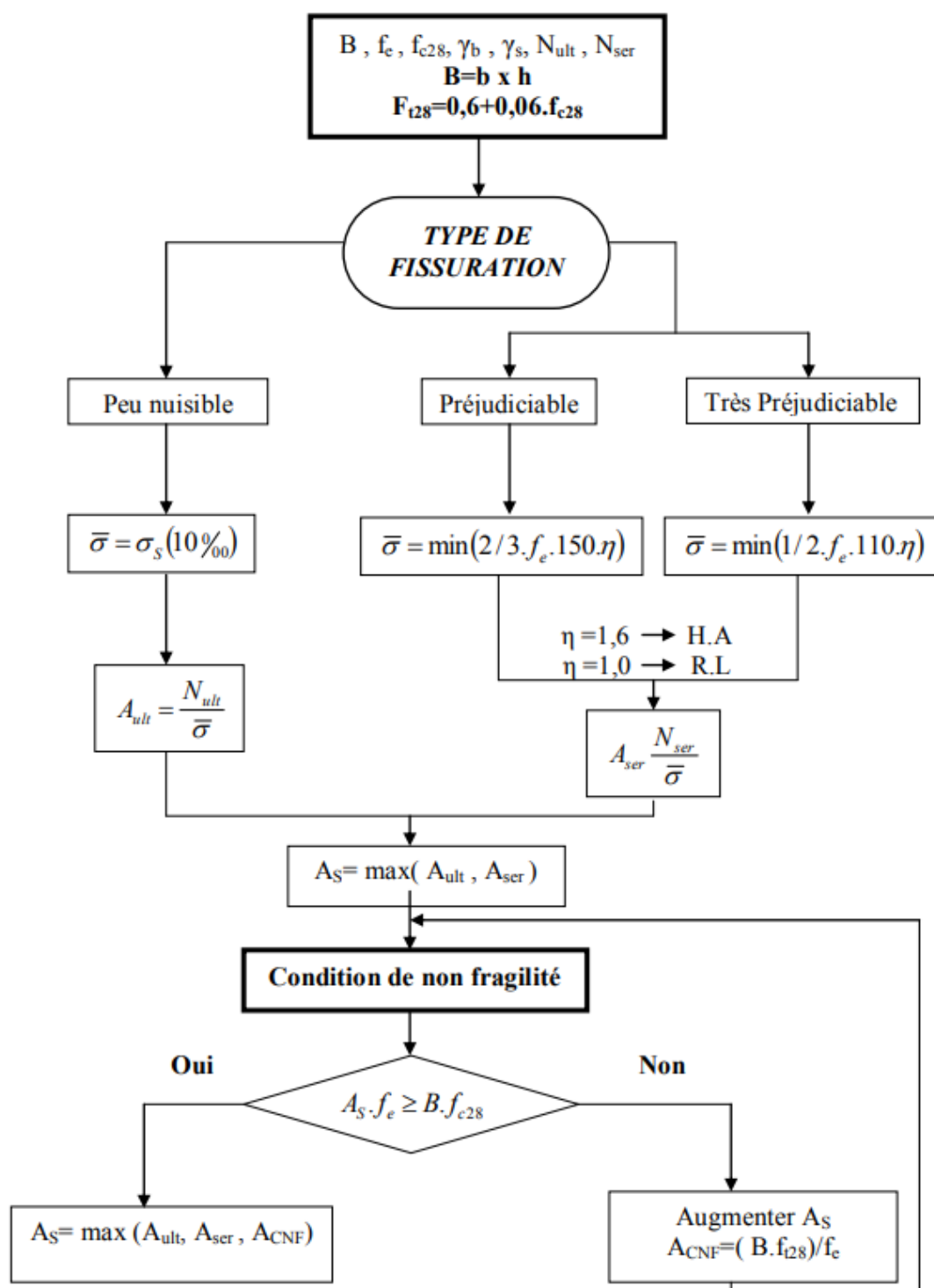
Annexe 7

FLEXION COMPOSEE A L'ELS



Annexe 8

TRACTION SIMPLE



Annexe 9

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

