



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+5+4 Entre sol) à usage d'habitation
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r BOUHARAT Massinissa
M^r KERKADENE Massinissa

Promoteur :

M^r GUECHARI . L

Jury:

M^r LAICHAOUI .A
M^{me} OUARI .N

Promotion 2013-2014

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr L.GUECHARI d'avoir accepter de nous guider dans ce travail.

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de prés ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mes très chères sœurs : Sarah, Lynda, syria et Hassiba
(son mari et son adorable fille Anyliá)

A mes très chers grands parents.

A mes très chers tantes et oncles

A mes très chers cousins

A Tous mes amis sans exception.

A mon binôme Massi et sa famille

A Toute ma grande famille, qui m'a soutenu en

toutes circonstances au cours de ce cycle

A toute la promo de master génie civil 2013/2014

K. Massinissa

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.*

*A mes très chères sœurs : Kahina, et Khoukha (son
mari et son adorable fille Yassmine)*

A mon frère Ahmed

A ma chère amie Lamia

A mes très chers grands parents.

A mes très chers tantes et oncles

A mes très chers cousins

A Tous mes amis sans exception.

A mon binôme Massi et sa famille

*A Toute ma grande famille, Qui m'a soutenu en
toutes circonstances au cours de ce cycle*

A toute la promo de master génie civil 2013/2014

B. Massinissa

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I. Généralités

Introduction	01
I.1. Présentation de l'ouvrage	01
I.2. Données de site	01
I.3. Description architecturale	01
I.4. Description structurale	01
I.5. Règlementation et normes utilisés.. ..	02
I.6. Méthodes de calcul	02
I.7. Actions et sollicitations	02
I.8. Caractéristique des matériaux	04
I.9. Hypothèses de calcul	09
I.10. Conclusion	09

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction.....	10
II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires	10
II.2.1 les planchers	10
II.2.1.1. Plancher à corps creux :.....	10
II.2.2 . Les dalles pleines	12
II.2.3 . Les escaliers	14
II.3 . Pré dimensionnement des éléments principaux.....	18
II.3.1 . Pré dimensionnement des poutres	18
II.3.2. Les voiles	20
II.3.3. Les poteaux	22
II.4 . Évaluation des charges et surcharges	22
II.5 . La descente de charge	25
II.6. Conclusion :	37

Chapitre III. Etude des éléments secondaires

Introduction	38
III.1. Méthodes de calcul des poutrelles	38
III.2 . Etude du plancher	40
III.2.1. Plancher à corps creux	40
III.2.2 . Différents types de poutrelles	40
III.3 . Exemple de calcul (poutrelle type 1)	43
III.3.1 .Calcul des sollicitations	43
III.3.2. Ferrailage des poutrelles	52
III.3.2.1 . Plancher de la terrasse inaccessible	52
III.3 .2.2 . Plancher de L'étage courant	59
III.3.2.3. Plancher de la terrasse accessible.....	63
III.3.3 . schéma de ferrailages des poutrelles	70
III.3.4. Etude de la dalle de compression	71
III .4. Plancher à dalle pleine.....	72

Sommaire

III.4.1. dalle sur trois appui (D3)	72
III.4.1.1. Calcul à l'ELU	73
III.4.1.2.Ferraillage.....	73
III.4.1.3.Vérification à l'ELS	76
III.4.2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires (D2).....	78
III.4.2.1. Calcul du chargement	78
III.4.2.2.Ferraillage.....	79
III.4.2.3.Vérification à l'ELS	79
III.5 : Étude des escaliers.....	82
III.5.1 : Étude d'escalier type I.....	82
III.5.1.1. Dimensionnement.....	82
III.5.1.2.Evaluation des charges	82
III.5.1.3. Combinaison de charges	83
III.5.1.4 : Calcul des sollicitations.....	83
III.5.1.5 : Ferraillage	83
III.5.2. Étude De l'escalier (type II).....	89
III.5.2.1. Combinaison de charges	90
III.5.2.2 : Calcul des sollicitations.....	90
III.5.2.3 . Ferraillage	90
III.6 . Calcul de la poutre palière	93
III.6.1 . Calcul à la flexion	93
III.6.1.1 . Pré dimensionnement	93
III.6.1.2 . Ferraillage de la poutre palière a la flexion simple.....	94
III.6.1.3 . Vérification de la poutre palière à la torsion	95
III.6.2 : Schéma de Ferraillage de la poutre palière	97
III.7 . Étude de l'acrotère	97
III.7.1 . Hypothèse de calcul	98
III.7.2 . Evaluation des charges	98
III.7.3 . Calcul des sollicitations	98
III.7.4 . Calcul du Ferraillage	99
III.7.5 . Schéma de Ferraillage	104

Chapitre IV. Etude dynamique

Introduction	105
IV.1.Méthodes de calcul:	105
IV.2. Méthode statique équivalente:	105
IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale:	109
IV.4. Disposition des voiles :	110
IV.5. Interprétation des résultats : de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.....	111
IV.6. Justification de l'interaction voiles portiques.....	112
IV.7.Vérification de l'effort normal réduit :	114
IV.8. Vérification vis à vis des déformations.....	114
IV.9.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	116
IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques :	117
Conclusion.....	117

Chapitre V. Etude éléments principaux

Introduction :	118
V.1 . Etude des poteaux :	118

Sommaire

V.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003.....	118
V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux	120
V.1.3.Ferraillage	121
V.1.5. Dispositions constructives.....	125
V.1.6. Schémas de ferraillage	126
V.2. Etude des poutres	127
V.2.1. Recommandation du RPA99/2003.....	127
V.2.2.Ferraillage des poutres	130
V.2.3. Vérifications	132
V.2.4. Vérification des zones nodales	135
V.2.5. Schémas de ferraillage des poutres	136
V.3. Etude des voiles.....	136
V.3.1. Recommandation du RPA	137
V.3.2. ferraillage	138
V.3.3. Exemple de schéma de ferraillage.....	142
Conclusion.....	142

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

Introduction	143
VI.1.Choix du type de fondation	143
VI.1.1.Vérification des semelles isolées	143
VI.1.2. Vérification des semelles filantes	144
VI.1.3. Radier général	145
VI.1.3.1. Pré dimensionnement	145
VI.1.3.2. Les Vérifications nécessaires	146
VI.2. Ferraillage du radier	149
VI.2.1.Calcul des sollicitations	149
VI.2.2. Schéma de ferraillage de radier	151
VI.3. Etude des nervures	152
VI.3.1. Dimensionnement de la nervure :.....	152
VI.3.2. Calcul des sollicitations	153
VI.3.3. Ferraillage	155
VI.3.4.Schémas de ferraillages	156
VI.4. Voiles périphériques	157
VI.4.1.Dimensionnement de voile adossé.....	157
VI.4.2. Caractéristiques du sol	157
VI.4.3. Méthode de calcul	157
VI.4.4. Sollicitations	157
VI.4.5. Ferraillage de voile adossé.....	158
VI.4.6. Schémas de ferraillages	159
Conclusion.....	160

Conclusion général

Annexes

Bibliographia

Liste des Figures

Liste des figures

Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	05
Figure I.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton.....	05
Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.....	06
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	08
Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des ; trois pivots.....	09
Figure II.1 : coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	10
Figure II.2 : Le sens de la disposition des poutrelles.....	11
Figure II.3 : coupe transversale.....	12
Figure II.4 : Exemple d'un panneau de dalle sur 4 appuis.....	13
Figure II.5 : Panneau D1.....	13
Figure II.6 : Panneau D2.....	14
Figure II.7 : Panneau D3.....	14
Figure II.8 : Panneau D4.....	14
Figure II.9 : Schéma de l'escalier.....	15
Figure II.10 : Vue en plan du type d'escalier.....	15
Figure II.11 : Coupe A – A.....	15
Figure II.12 : Vue en plan du type d'escalier N° 2.....	17
Figure II.13 : Coupe transversale d'une poutre.....	18
Figure II.14 : Pré dimension des voiles.....	20
Figure II.15 : Coupe de voile en plan	21
Figure II.16 : Hauteur libre.....	22
Figure II.17 : Repérage des poteaux pour la descente de charge.....	25
Figure II.18 : Surface afférente pour P1.....	26
Figure II.19 : Descente de charge.....	29
Figure II.20 . Surface afférente pour P2.....	32
Figure III.1 : Schéma d'une Poutre.....	38
Figure III.2 : évaluation des efforts tranchants.....	40
Figure III.3 : Schéma statique des poutrelles de type 1.....	43
Figure III.4 : caractéristique géométrique de la poutrelle.....	52
Figure III.5 . Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	71
Figure III.6 : 1 ^{er} type de Balcon sur trois appuis.....	72
Figure III.7 Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	78
Figure III.8 : Schéma d'une dalle sur deux appuis.....	78
Figure III.9 : schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	80
Figure III.10 : vue en plan de 1 ^{er} type d'escalier.....	82
Figure III.11 : Schéma statique d'escalier type I.....	82
Figure III.12 : Sollicitation dans l'escalier.....	83
Figure III.13 : Schémas de ferrailage de l'escalier type I.....	59
Figure III.14 : vue en plan de 2 ^{eme} type d'escalier.....	59
Figure III.15 : Schéma statique d'escalier type II.....	59
Figure III.16 : Schémas de ferrailage de l'escalier type II.....	92
Figure III.17 : schéma statique de la poutre palière.....	93
Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière.....	95
Figure III.19 : Section considérée dans le calcul de torsion.....	95
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	98
Figure III.21 : Dimension de l'acrotère.....	98

Liste des Figures

Figure III.22 : Les Sollicitations sur l'acrotère.....	98
Figure III.23 : Section de l'acrotère.....	100
Figure III.24 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	104
Figure IV.1 : Spectre de calcul.....	109
Figure IV.2 : la disposition des voiles.....	110
Figure IV.3 : MODE 2 (translation suivant l'axe XX).....	110
Figure IV.4 : MODE 1 (translation suivant l'axe YY).....	111
Figure IV.5 : MODE 3 (rotation autour de l'axe Z).....	111
Figure. V.1 : Zone nodale.....	119
Figure V.2 : Section d'un poteau.....	123
Figure V.3 : Dispositions des armatures des poteaux.....	126
Figure V.4 : Dispositions constructives des portiques.....	129
Figure V.5 : La zone nodale.....	135
Figure V.6 : Schéma d'un voile pleine.....	138
Figure V.7 : disposition des voiles.....	139
Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile $V_{y_{1,2\text{et }3}}$ des niveaux E-Sol 4,3 et 2.....	142
Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.....	144
Figure VI.2 : Coupe P-P'.....	144
Figure VI.3 : Semelle filante.....	144
Figure VI.4 :Dimensions du radier.....	145
Figure VI.5 : Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	146
Figure VI.6 : Panneau de dalle.....	149
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier.....	151
Figure VI.8 : Coupe A-A du radier.....	152
Figure VI.9 : Section de la nervure à ferrailer.....	152
Figure VI.10 : Schéma de distribution des charges sur les nervures.....	153
Figure VI.11 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x.....	153
Figure VI.12 : Sollicitations sur les nervures transversales.....	154
Figure VI.13 : Dimensions de voile adosse.....	157
Figure VI.14 : Diagrammes des contraintes.....	158
Figure VI.15 : Schéma du ferrailage du voile adossé.....	159
Figure VI.16 : coupe A-A.....	160

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.....	08
Tableau II.1 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	22
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	23
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher étage courant.	23
Tableau II.4 : Evaluation des charges du balcon.....	23
Tableau II.5 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.....	24
Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes revenant aux murs intérieurs.....	24
Tableau II.7 : Pré dimensionnement d'escalier.....	24
Tableau II.8 : Evaluation des charges sur la volée.....	24
Tableau II.9 : Evaluation des charges sur le palier.....	25
Tableau II.10 : descente de la charge du Poteau (P_1).....	29
Tableau II.11 : Descente de charge du poteau (P_2).....	33
Tableau II.12 : Récapitulation des résultats.....	35
Tableau II.13 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	35
Tableau II.14 : Vérification au flambement des poteaux.....	37
Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles.....	41
Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	42
Tableau III.3 : calcul des sollicitations du type 1 de poutrelles.....	49
Tableau III.4 : calcul des sollicitations du type 2 de poutrelles.....	49
Tableau III.5 : calcul des sollicitations du type 3 de poutrelles.....	49
Tableau III.6 : calcul des sollicitations du type 4 de poutrelles.....	50
Tableau III.7 : calcul des sollicitations du type 5 de poutrelles.....	50
Tableau III.8 : calcul des sollicitations du type 6,7 et 8 de poutrelles	50
Tableau III.9 : calcul des sollicitations du type 2 de poutrelles.....	51
Tableau III.10 : calcul des sollicitations du type 1 de poutrelles.....	51
Tableau III.11 : Les sollicitations maximales des poutrelles.....	52
Tableau III.12 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage.....	59
Tableau III.13 : Ferrailage en travées des poutrelles d'étage courant.....	60
Tableau III.14 : Ferrailage en appuis intermédiaires des poutrelles d'étage courant.....	60
Tableau III.15 : Ferrailage en appuis de rive, des poutrelles d'étage courant.....	60
Tableau III.16 : Vérification des contraintes en travée.....	61
Tableau III.17 : Vérification des contraintes aux appuis de rives.....	61
Tableau III.18 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires.....	61
Tableau III.19 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage	63
Tableau III.20 : calcul des sections de Ferrailage en travées.....	63
Tableau III.21 :calcul des sections de ferrailage en appuis intermédiaires.....	64
Tableau III.22 : calcul des sections de ferrailage en appuis de rive.....	64
Tableau III.23 : Vérification des contraintes en travée.....	64
Tableau III.24 : Vérification des contraintes aux appuis de rives.....	65
Tableau III.25 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires.....	65

Liste des tableaux

Tableau III.26 : schéma de ferrailages des poutrelles.....	70
Tableau III.27 : Ferrailage du balcon sur trois appuis.....	76
Tableau III.28 : contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.....	76
Tableau III.29 : Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis(D2).....	79
Tableau III.30 : contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis.....	81
Tableau III.31 : Ferrailage de l'escalier (Type I).....	84
Tableau III.32 : calcul des contraintes.....	85
Tableau III.33 : Ferrailage de l'escalier (Type II).....	90
Tableau III.34 : calcul des contraintes.....	92
Tableau III.35 : Calcul des armatures.....	94
Tableau III.36 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion.....	96
Tableau III.37 : Section d'armature en travée et aux appuis	96
Tableau III.38 : Vérification des contraintes en appuis.....	96
Tableau III.39 : Vérification des contraintes aux travées.....	97
Tableau III.40 :Les différentes combinaisons d'actions.....	99
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	106
Tableau IV.2 : la participation massique pour chaque mode.....	112
Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.....	113
Tableau IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.....	113
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	114
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements suivant X_X	115
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements suivant Y_Y	115
Tableau IV.8 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	116
Tableau IV.9 : vérification de la résultante des forces.....	117
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	119
Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.....	120
Tableau V.3 : Armatures longitudinale dans les poteaux	121
Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux	121
Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum	123
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton	124
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	125
Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	126
Tableau V.9 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	130
Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales.....	131
Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	133
Tableau V.12 : Vérification au cisaillement.....	133
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	134
Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux.....	135
Tableau V.15 : Vérification des zones nodales.....	136
Tableau V.16 : Ferrailages des différentes poutres.....	136
Tableau V.17 : Résultats du ferrailage du voile $V_{x1,2,4 \text{ et } 5}$	140
Tableau V.18 : Résultats du ferrailage du voile V_{x3}	140

Liste des tableaux

Tableau V.19 : Résultats du ferrailage du voile $V_{y1,2 \text{ et } 3}$	141
Tableau V.20 : vérification à l'effort tranchant pour les voiles selon x.....	141
Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	149
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.....	151
Tableau VI.3 : Recalcul et vérifications des contraintes de radier.....	151
Tableau VI.4 : Distribution des charges.....	152
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X).....	154
Tableau VI.6 : Sollicitations maximales (sens X-X).....	154
Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).....	154
Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens Y-Y).....	154
Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures.....	155
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans les nervures.....	155
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes nouvelles.....	155
Tableau VI.12 : Schémas de ferrailages des nervures.....	156
Tableau VI.13 : Sollicitation et ferrailage du voile adossé.....	158
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes.....	159

Symboles et notations

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

g : Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Introduction

Générale

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte des différents facteurs tel que la résistance, la sécurité, l'économie et finalement l'esthétique.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment d'habitation (R+5+4 E - sol), il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite on entame l'étude dynamique dans le IV chapitre à la recherche d'un bon comportement de la structure par la mise en place de bon choix de disposition des voiles.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le SAP 2000 V14, le calcul du ferrailage des éléments structuraux est exposé dans le chapitre V et enfin le calcul de l'infrastructure est l'objet du chapitre VI.

INTRODUCTION :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble de dix niveau (en R+5+4 entre sols) destiné à un usage d'habitation . Le bâtiment est classé d'après les règles parasismique algériennes « RPA 99 version 2003» dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia, qui présente d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), une sismicité moyenne (zone IIa).

I.2. Données de site : (Annexe IV)

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet des 266 logements promotionnels avec commerce et service (LES OLIVIERS), projetés sur un site se trouvant au nord de la rue de la santé, dans la ville D'AKBOU.

L'assiette choisie est sur un terrain en pente très abrupte sous forme de versant limité par un talweg dit Ighzer Amarghane. Le sol est constitué de limon schisteux graveleux en surface et des marnes schisteuses carbonatées compactes en profondeur. C'est un terrain à vocation agricole (olivaie), avec un relief irrégulier généré par des éboulis de pente fréquents.

Des essais pénétrométriques ainsi que des sondages de reconnaissance ont été réalisés sur le terrain suivant l'implantation des différents blocs (quatre blocs supérieurs) prévue dans le plan de masse remis par le maître de l'œuvre. Les résultats indiquent une certaine homogénéité particulièrement verticale du terrain sauf dans la partie ouest, où on a constaté l'existence de remblais et des sols de moyenne compacité.

- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.8 \text{ bars}$.(copie de rapport du sol en Annexe)
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : $D=1,2 \text{ m}$ (copie de rapport du sol en Annexe)

I.3. Description architecturale :

Le bâtiment étudié dont les plans sont donnés en (annexe V) présente les caractéristiques suivantes :

- Une longueur de : **23.60 m.**
- Une largeur de : **14.90 m.**
- Une hauteur totale de : **30.60 m.**
- Une hauteur du RDC de : **3.06 m** (habitation).
- La hauteur des autres étages : **3.06 m.**

I.4. Description structurale :

Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

L'acrotère est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui n'est pas accessible.

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède deux types d'escalier (escalier droite à deux volées et un escalier à une seule volée).

Les façades les murs extérieurs seront réalisées en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, dans notre projet pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a).

I.5. Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.6. Méthodes de calcul :

I.7.1. Actions et sollicitations :

I.7.1.1. les actions :

Définitions :

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

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

I.7.1.2. Valeurs caractéristiques des actions :

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

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

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

I.7.1.3. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

➤ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'E L S :

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

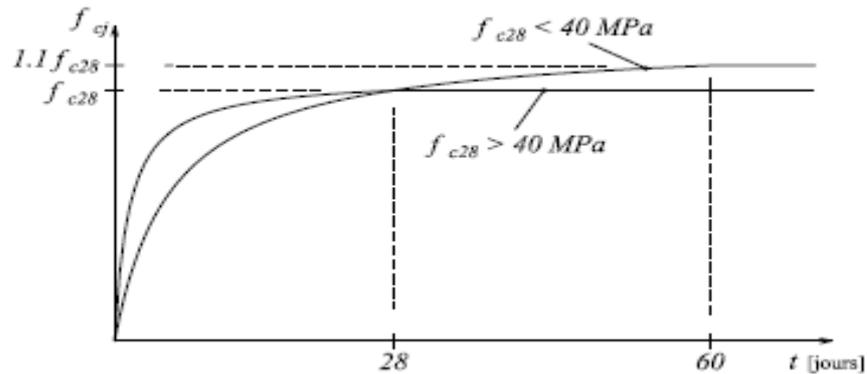


Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton
 Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne $f_{c_{28}}$ est comprise entre 22 et 25 MPa.
 On prend $f_{c_{28}} = 25$ MPa.

B. Résistance à la traction f_{t_j} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate, on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

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

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06f_{c_j} \quad \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{t_j} = 0,275 f_{c_j} \quad \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPa.}$$

C. Contrainte limite :

C.1. Etat limite ultime :

- **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c_{28}}}{\gamma_b}$$

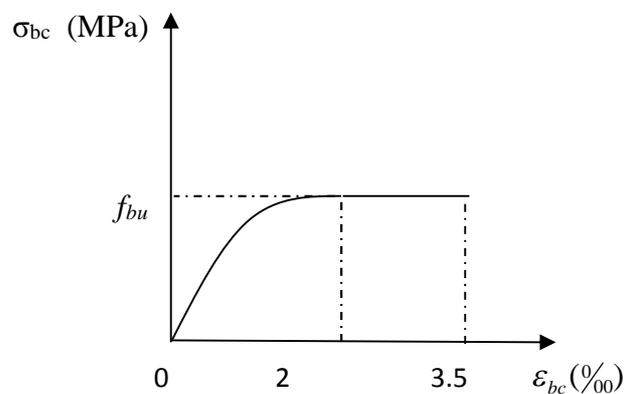


Figure I.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton

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.

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

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

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

$\tau_{adm} = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{adm} = 3,33\text{Mpa}$ —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2,5\text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

C.2. Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, et défini par son module d'élasticité

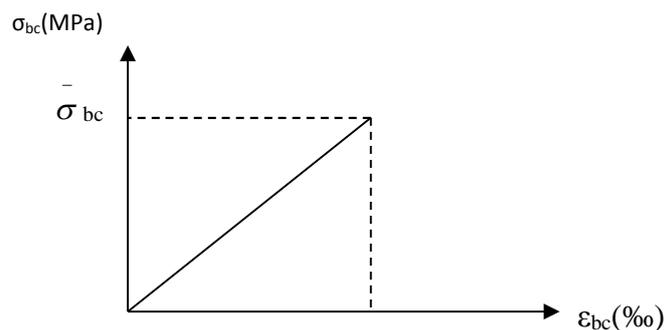


Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton

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

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

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

D. Déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

- **Le module de déformation longitudinale instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad , \quad \text{d'où} : E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

- **Le module de déformation longitudinale différé :**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation transversale :**

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

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

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.

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

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec :

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), 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.

I.8.2. L'acier :

A. Définition :

Le matériau acier est un alliage de Fer et du Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

B. Résistance caractéristique de l'acier :

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

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

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

C. Contrainte limite :

• **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant

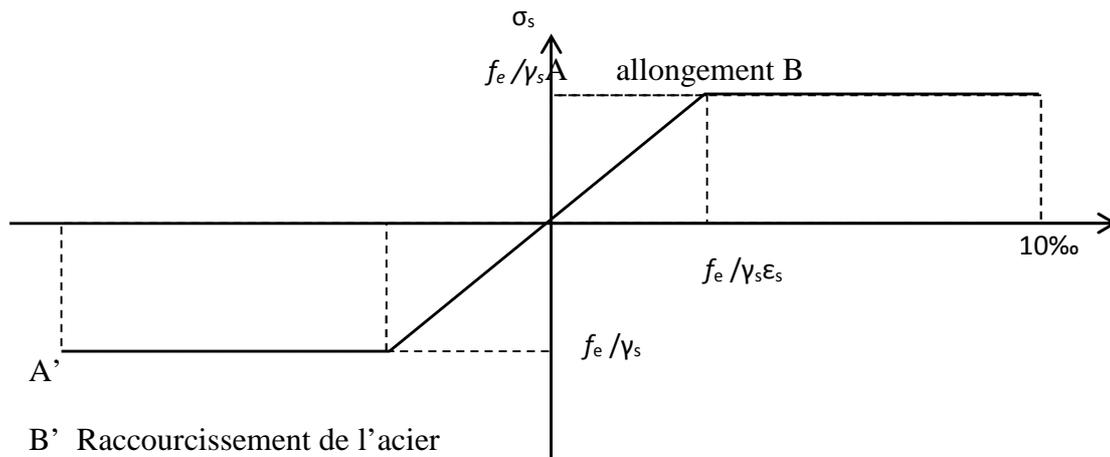


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

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

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

Avec :

$E_s = 200\ 000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas des situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

• **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.9 Hypothèses de calcul : (RPA 99 , DTR-BC2.2)

I.9.1 Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.9.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

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

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

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

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

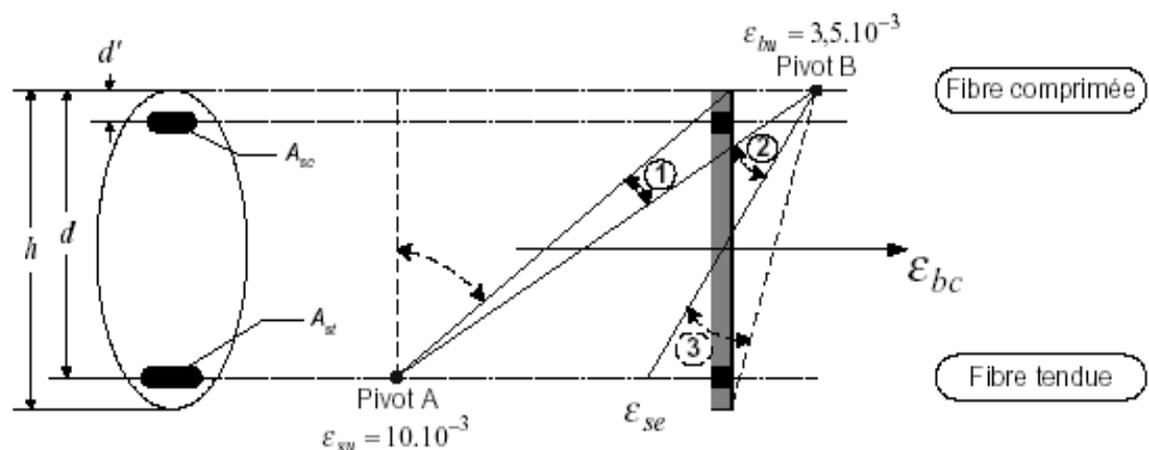


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des ; trois pivots.

I.10. Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure doit être conforme aux règlements *BAEL91*, *RPA99 (version 2003)* et le *CBA93*.

Dans ce qui suit un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est présenté.

La transmission des charges se fait comme suit:

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux
 → Fondations → sol.

II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 les planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Supporter le poids des revêtements des sols.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Transmission des charges et surcharges.

On distingue deux types de planches :

plancher à corps creux ; plancher a dalles pleine.

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

II.2.1.1: Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, de l'hourdis et de dalle de compression.

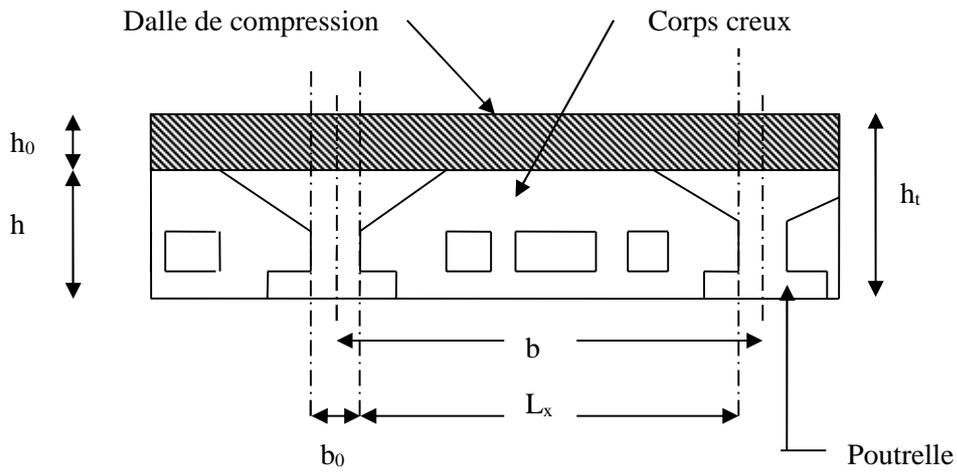
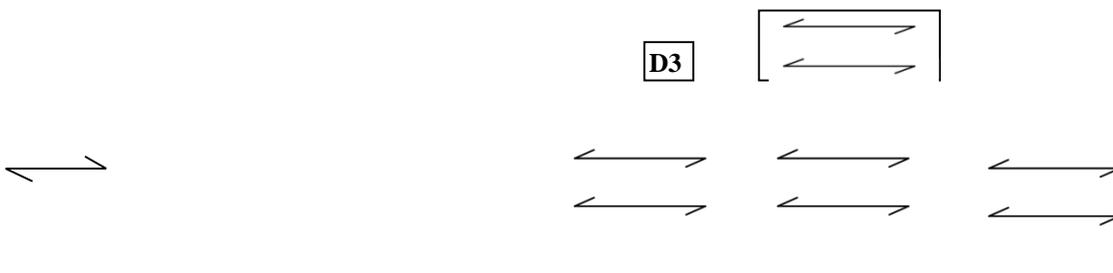
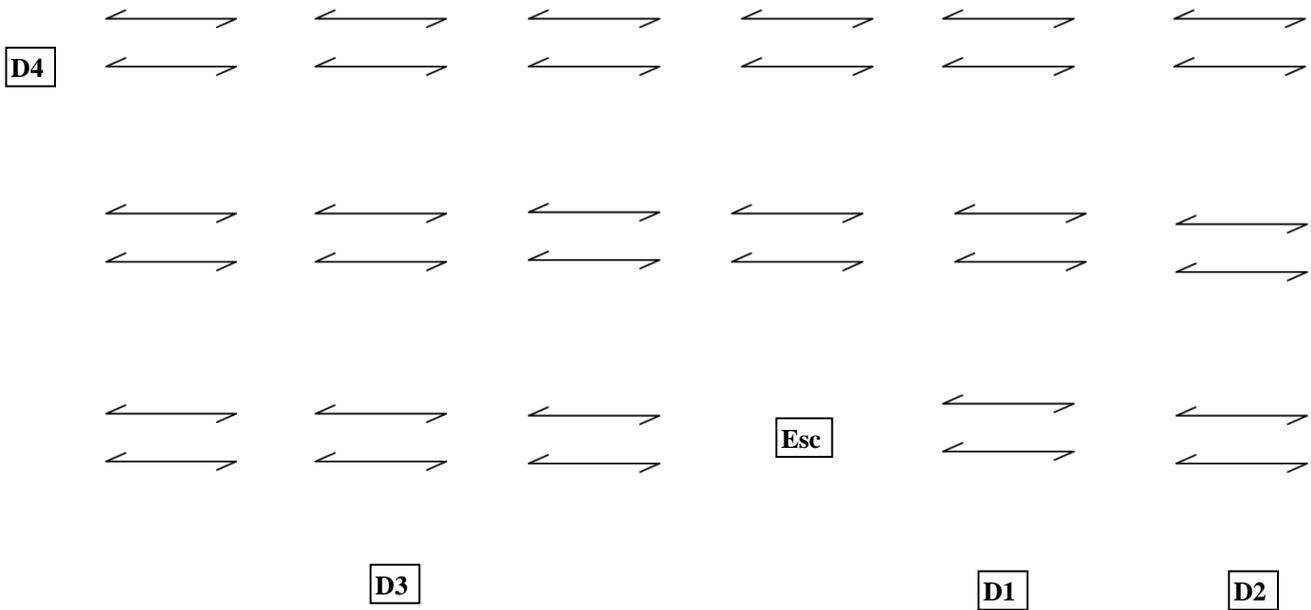


Figure II.1: coupe transversale sur un plancher à corps creux.

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

$$h_t \geq \frac{390}{22.5} = 17.33 \text{ cm}$$





II.2.1.1.1: Les poutrelles :

a) Définition :

Ce sont des éléments en béton armé destinés à transmettre les charges verticales du plancher aux poutres.

b : Disposition des poutrelles :

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- ✓ le critère la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- ✓ le critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

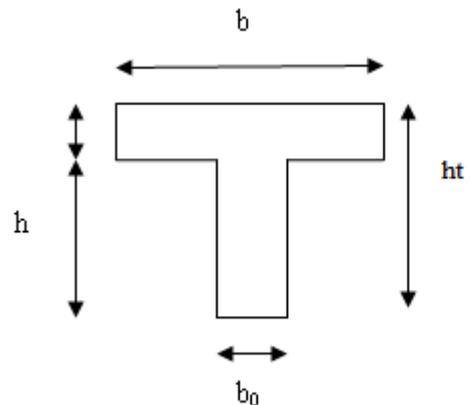
$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

b : Largeur de la table de compression.

h_t : Épaisseur du plancher = 16+4 cm.

L_x : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles successives. (Figure II.2)

L_y : Distance maximale entre nus d'appuis.



de deux poutres principales. . (Figure II.1)

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

Soit : $b_0 = 10\text{cm}$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 420 - 40 = 380 \text{ cm}$$

$$(b - b_0) / 2 \leq \min (55/2 , 380/10)$$

$$(b - b_0) / 2 \leq \min (27.5 , 38)$$

$$(b - b_0) / 2 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

Avec:

$$b_0 = 10 \text{ cm .}$$

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

II.2.2 : Les dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

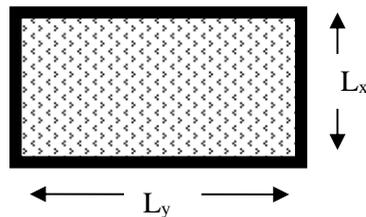


Figure II.4: Exemple d'un panneau de dalle sur 4 appuis.

➤ Critère de coupe feu :

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

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

➤ Isolation phonique :

Selon les règles technique "CBA93" en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **e = 15cm**(b)

➤ Critère de résistance :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

l_x : la plus petite portée.

✚ Panneau sur 03 appuis (D3) :

$$\frac{186}{50} \leq e \leq \frac{186}{40} \Rightarrow 3.72cm \leq e \leq 4.65cm$$

$e = 4.5 \text{ cm} \dots\dots\dots(c)$

$\Rightarrow e \geq \max(a, b, c) \Rightarrow e \geq (11, 15, 4.5)$

On prend : **e =15**

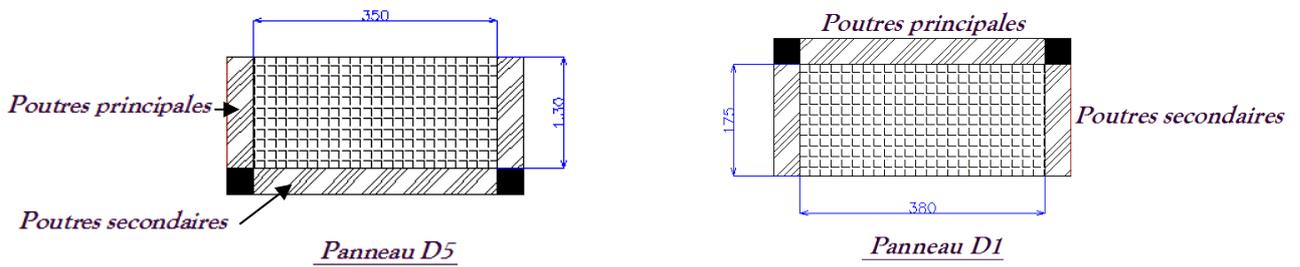


Figure II.5 : Panneau D1et D5.

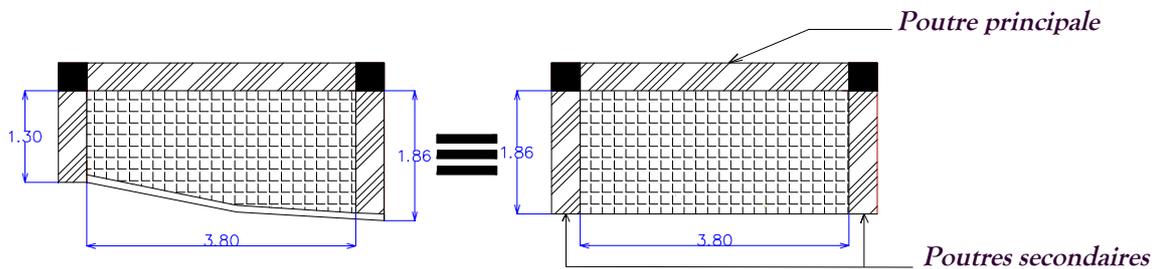


Figure II.6 : Panneau D2.

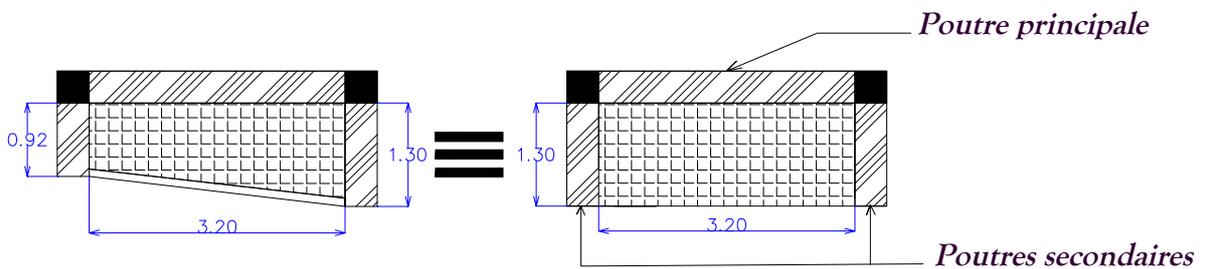


Fig II.8 : Panneau D3

Figure II.7 : Panneau D3.

✚ Panneau sur 02 appuis (D2)

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \Rightarrow 3.42\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm} \quad ; e = 4\text{ cm} \dots\dots\dots(d)$$

$\Rightarrow e \geq \max (a, b, d) \Rightarrow e \geq (11, 15, 4)$

On prend :

e = 15cm

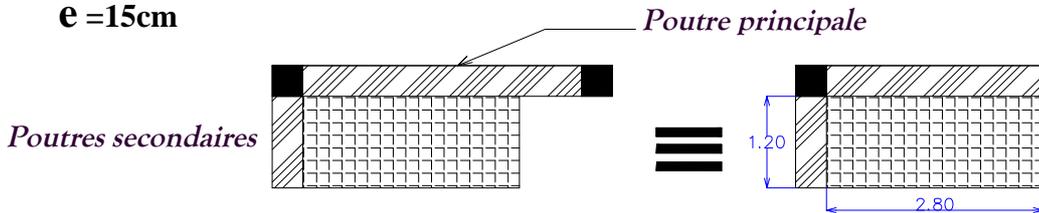


Figure II.8 : Panneau D4.

II.2.3 : Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d’une succession de marches permettant le passage d’un niveau à un autre, en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d’escalier)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

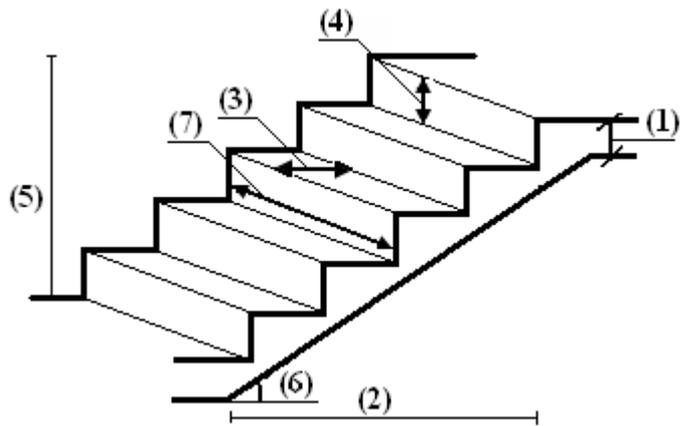


Figure II.9 : Schéma de l’escalier.

Notre projet présente deux types d’escalier :

II.2.3.1 : Escalier a deux volées et un palier intermédiaire :

Pour déterminer « g et h », on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2 \times h \leq 0,64\text{m} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : $g = \frac{L_0}{n-1}$; Nombre de contremarches.
 $h = \frac{H_0}{n}$; Nombre de marches.

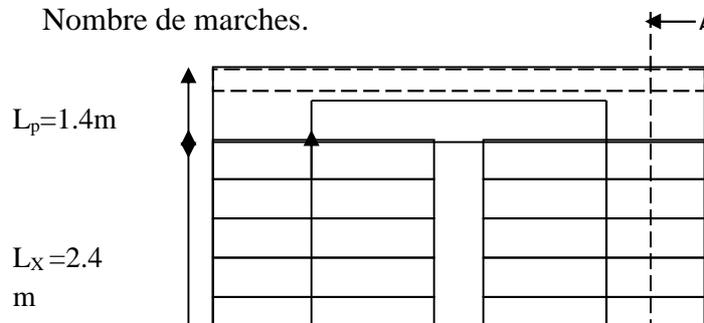


Figure II.10 : Vue en plan du type d'escalier.

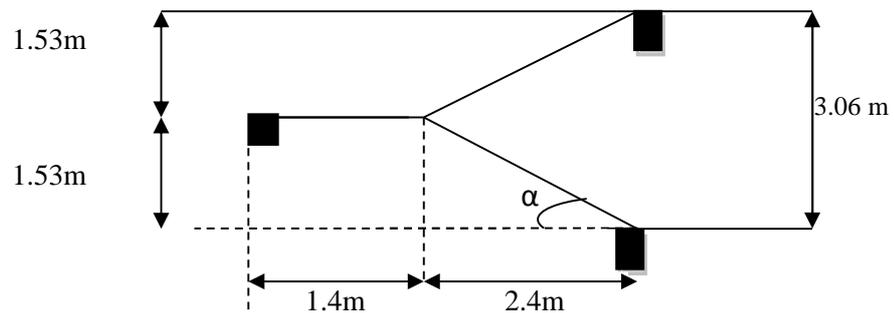


Figure II.11 : Coupe A - A

II.2.3.1.1 : Dimensionnement:

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « **BLONDEL** ».

- La hauteur d'étage $H = 3.06\text{m}$.
- Le giron $g = 30\text{cm}$.

a : Calcul du nombre de contre marches:

$$n = (H / 2) \times 1 / h$$

$$n = (3.06 / 2) \times 1 / 0.17 \quad \text{avec : } h \text{ (hauteur de la contre marche).}$$

$$n = 9 \text{ et } h = 17\text{cm}$$

b : Calcul du nombre de marche:

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

c : Calcul de l'angle α :

$$\text{tg}\alpha = H_0 / L_x$$

$$H_0 = H / 2 = 1.53\text{m}$$

$$L_x = 0.30 \times 8 = 2.40\text{m}$$

$$\text{tg}\alpha = (H_0 / L_x) = 1.53 / 2.40 = 0,6375$$

$$\alpha = 32,52^\circ.$$

d : Calcul de la longueur inclinée:

$$L' = (L_x / \cos\alpha) = 2.85\text{m}$$

e : Vérification de la relation de blondel:

$$59 \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

f : Épaisseur de la paillasse

$$L / 30 \leq e \leq L / 20$$

$$L_x = 285 \text{ cm}$$

$$L = 285 + 140 = 425 \text{ cm}$$

$$14.2 \leq e \leq 21.25 \dots \text{on opte pour } e = 15\text{cm}.$$

II.2.3.2 : Escalier a une seule volée.

La relation de BLONDEL:

$$0,59 \leq g + 2 \times h \leq 0,64 \text{ m} \dots\dots\dots (1)$$

II.2.3.2.1: Dimensionnement:

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « **BLONDEL** ».

- La hauteur $H = 0.85\text{m}$
- Le giron $g = 30 \text{ cm}$

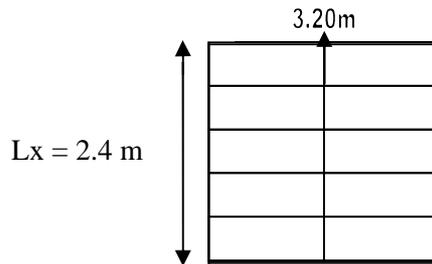


Figure II.12 :Vue en plan du type d'escalier N° 2.

a : Calcul du nombre de contre marches:

$$n = (H) \times 1 / h \Rightarrow n = 85 \times 1 / 17 \Rightarrow n = 5 \text{ et } h = 17\text{cm}$$

b : Calcul du nombre de marche:

$N = n - 1 = 4$ marches.

c : Calcul de l'angle α :

$\text{tg}\alpha = H_0 / L_x$, $H_0 = 0.85 \text{ m}$, $L_x = 0.30 \times 4 = 1.20 \text{ m}$

$\text{tg}\alpha = (H_0 / L_x) = 0.85 / 1.20 = 0,71$; $\alpha = 35.31^\circ$

d : Calcul de la longueur inclinée:

$L' = (L_x / \cos\alpha) = 1.47\text{m}$

e : Vérification de la relation de blondel:

$59 \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$

$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm}$

$59 \leq 64 \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifié.

f : épaisseur de la paille

$L / 30 \leq e \leq L / 20$

$L_x = 1.20 \text{ cm}$, $L = 150 \text{ cm}$

$4 \leq e < 60$

on opte pour : **$e = 10 \text{ cm}$** .

II.3 : Pré dimensionnement des éléments principaux:

II.3.1 . Pré dimensionnement des poutres:

II.3.1.1.Poutre principales :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ BAEL91 (II-2)

Avec :

- h : hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis.

$L_{\max} = 4.20 - 0.40 = 3.80 \text{ m}$

d'où :

$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm}$

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

Pour la largeur (b) : $0.3h \leq b \leq 0.7h$ BAEL 91 (II-3)

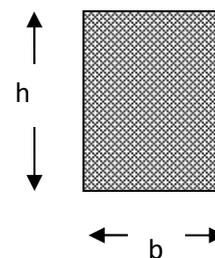


Figure II.13 : Coupe transversale d'une poutre.

$$10.5cm \leq b \leq 24.5cm$$

On prend $b = 20cm$

Donc soit :

$$\begin{cases} h = 30cm \\ b = 20cm \end{cases}$$

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 \end{cases} \quad \text{RPA99 (Article 7.5.1)}$$

Soit : $h = 35 cm$ et $b = 25 cm$

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 30cm > 20cm \\ h = 40cm > 30cm \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \end{cases} \quad \text{Conditions vérifiées}$$

II.3.1.2.Poutre secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteur est donnée par le critère de

flèche qui est :

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

L: portée maximale entre nu d'appuis.

$$L = 4.05 - 0.40 = 3.65 m$$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24.3cm \leq h \leq 36.5cm$$

On prend $h = 35cm$

Pour la largeur (b) : $0.3h \leq b \leq 0.7h$ BAEL 91 (article II-3)

$$10.5cm \leq b \leq 24.5cm$$

On prend $b = 20cm$

Soit :

$$\begin{cases} h = 30cm \\ b = 20cm \end{cases}$$

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.5.1)}$$

Soit : $h = 35cm$ et $b = 25cm$

$$b = 25cm > 20cm$$

$$\Rightarrow h = 35cm > 30cm \quad \text{Conditions vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.3.2. Les voiles :

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$. **RPA 99 (Article 7.7.1)**
- $L \geq 4 e \dots\dots\dots(3)$.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

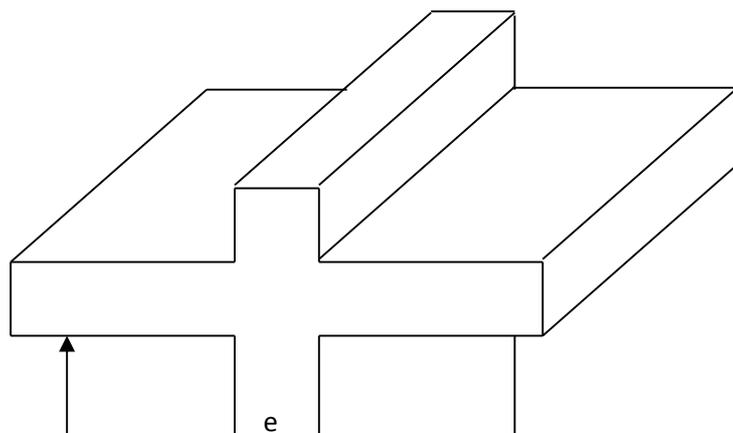


Figure II.14 : Pré dimension des voiles.

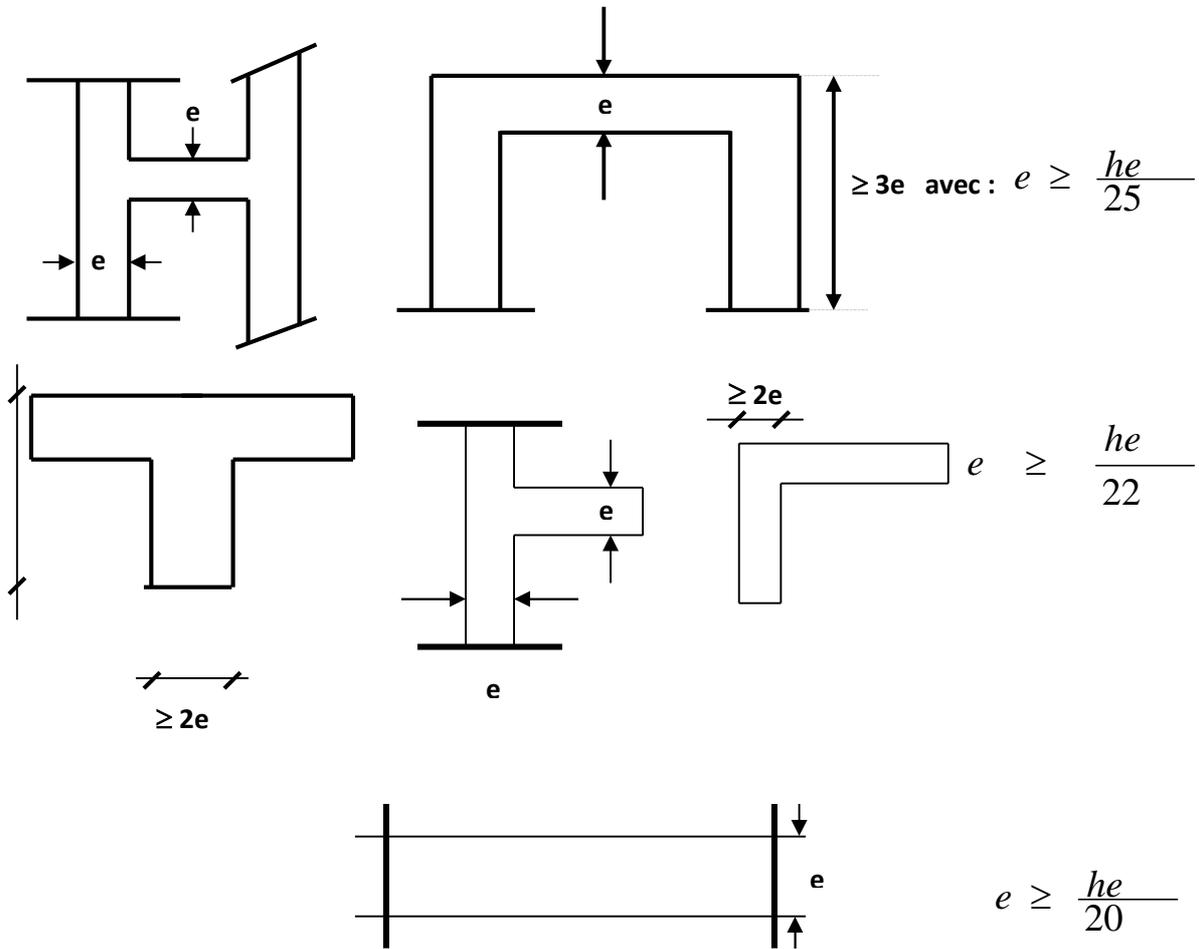


Figure II.15 : Coupe de voile en plan » RPA99 (article 7.7.1)

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur du voile,

L : Longueur du voile.

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right)$$

$$he = H - h_t \Rightarrow he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

h_t : hauteur total du plancher ; H : hauteur d'étage

$$e \geq he/20 = 286/20 = 14.3\text{cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$e \geq \text{Max} \begin{cases} 15 \text{ cm} & \text{minimum du RPA} \\ 15 \text{ cm} & \text{calculé} \end{cases}$$

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

II.3.3 . Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple selon les règles du BAEL91, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

Les exigences de RPA

$$\text{Pour un poteau rectangulaire.} \begin{cases} \text{Min} (b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{min} (b, h) \geq h_e/20 \text{ cm.} \\ 0.25 < b/h < 4.0 \end{cases}$$

$$\text{pour un poteau circulaire.} \begin{cases} D \geq 30\text{cm} \end{cases}$$

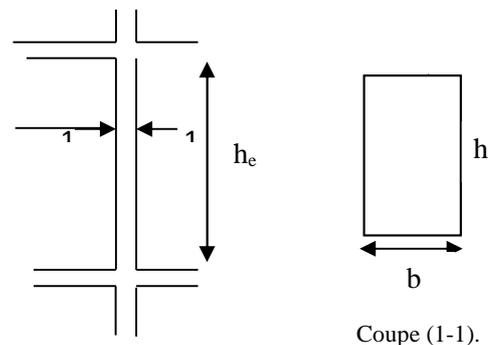


Figure II.16. Hauteur libre

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- Entre sol 4,3 : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Entre sol 2,1: $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$
- R.D.C , 1^{er} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

- 2^{eme} , 3^{eme} étage: (b x h) = (35 x 40) cm²
- 4^{eme} , 5^{eme} étage : (b x h) = (35 x 35) cm²

II.4 : Évaluation des charges et surcharges:

II.4.1 : Plancher terrasse inaccessible:

Tableau II.1: Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

	Désignation des éléments	e (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Gravillon roulé de protection	5	19	0.85
02	Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
03	Forme de pente 15%	10	22	2.20
04	Isolation thermique	1,5	/	0.27
05	Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.80
06	Enduit en mortiers	2	20	0.4
Charge permanente totale				G =6.74
Surcharge d'exploitation				Q =1

II.4.2 : Plancher terrasse accessible:

Tableau II.2: Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
04	Forme de pente (15%)	10	22	2.20
05	Isolation thermique en liège	4	/	0.16
06	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
07	Enduit en ciment	2	/	0.40
Charge permanente totale				G = 6.57
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

II.4.3 : Plancher étage courant :

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher étage courant.

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
05	Enduit en ciment	2	20	0.40

06	Cloison de séparation	10	9	0.90
Charge permanente totale				G = 5.35
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

II.4.4 : Les Balcons :

Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure.

Nous évaluons dans ce qui suit les différentes charges revenant aux balcons :

Tableau II.4 : Evaluation des charges du balcon.

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Dalle pleine	15	25	3.75
05	Enduit en ciment	2	20	0.40
Charge permanente totale				G = 5.35
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5

II.4.5. Les murs extérieurs

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

▪ **Evaluations des charges**

Tableau II.5: Evaluation des charges des cloisons extérieures.

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
02	Brique creuse	15	9	1.35
03.	Lame d'aire	05	/	/
04	Brique creuse	10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	1.5	10	0.30
Charge permanente totale				G = 2.95

II.4.6. Murs intérieur :

Tableau .II. 6 : Evaluation des charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Enduit ciment extérieur	1.5	20	0.3
02	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
03	Enduit plâtre intérieur	1.5	10	0.15
Charge permanente totale				G = 1.35

II.4.8 : Evaluations des charges de l'escalier :

On récapitule les différentes caractéristiques de l'escalier dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Pré dimensionnement d'escalier .

H étage (m)	Volée	H volé (m)	Lvolé (m)	α (degré)	l_{total} (m)	n	(n-1)	Giron (m)	hcontre.merche (m)	$e_{paillasse}$ (m)
3.06	01	1.53	2.40	32.51	2.84	9	8	0.3	0.17	0.15
	02	1.53	2.40	32.51	2.84	9	8	0.3	0.17	

Les volées :

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : $\gamma.e(1+h/g)$.

✚ Evaluation des charges sur la volée

Tableau II.8 : Evaluation des charges sur la volée.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage vertical	0.11*	22	0.24
2	Revêtement en carrelage horizontal	2	22	0,44
3	Mortier de pose	2	20	0,40
4	Lit de sable	2	18	0,36
5	Paillasse	15/0.84	25	4.46
6	Gardes corps	//	//	0,6
7	Marches	17/2	22	1.87
8	Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale				G = 8,25
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

(*) = $(0.17 \times 0.2) / 0.3$

✚ Evaluation des charges sur le palier :

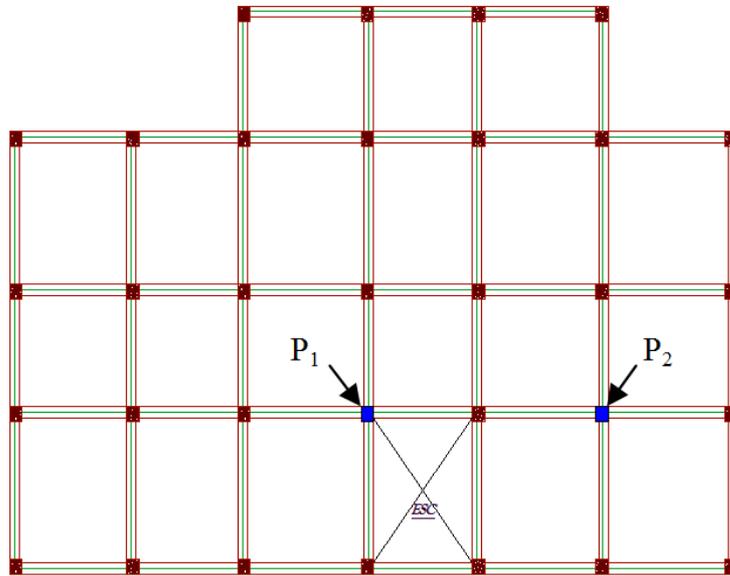
Tableau II.9 : Evaluation des charges sur le palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G = 5.35
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50

II.5 . La descente de charge:

La descente de charges est le chemin suivis par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux le plus sollicités (P1, P2).comme le montre la figure (II.18).

II.5.2: Les différents poteaux choisis pour la descente de charges:



FigureII.17 Repérage des poteaux pour la descente de charge.

II.5.1: La loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour $n > 5$: $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$

II.5.2: La surface afférente(P1) :

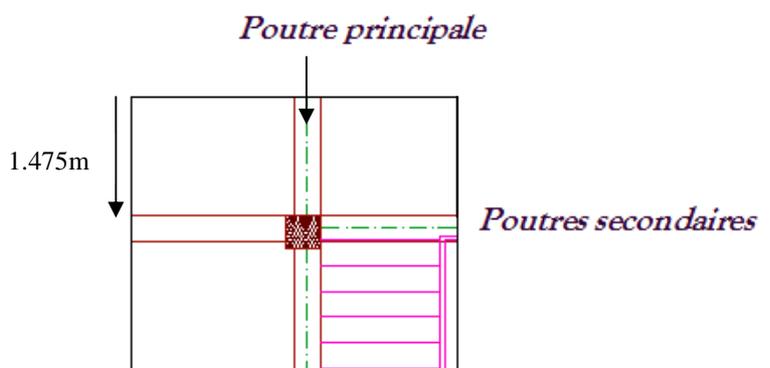
II.5.2.1: La surface afférente pour la charge permanente :

➤ Pour le plancher terrasse :

$$S_{ter} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{ter} = 12.01 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Corps creux}$$

➤ Pour les autres planchers :



$$S_{cc} = (S1 + S2 + S3) \rightarrow \text{Corps creux.}$$

$$S_{cc} = 8.89 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = S4$$

$$S_{esc} = 3.12 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Escalier}$$

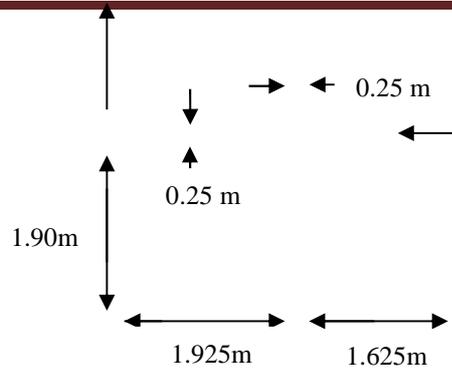


Figure II.18. Surface afférente pour P1

II.5.2.2: La surface afférente pour les charges d'exploitations :

➤ Pour le plancher terrasse :

$$S_{ter} = (1.9 + 0.25 + 1.475) \times (1.925 + 0.25 + 1.625)$$

$$S_{ter} = 13.775 \text{ m}^2$$

➤ Pour les autres planchers :

$$S_{cc} = (2.05 \times 2.02) + (2.05 \times 1.60) + (1.74 \times 1.60) - (0.45 \times 0.45) \rightarrow \text{Corps creux.}$$

$$S_{cc} = 10.22 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = ((1.625 + 0.125) \times (1.9 + 0.125)) \rightarrow \text{Escalier}$$

$$S_{esc} = 3.29 \text{ m}^2$$

➤ Les charges et surcharges :

✓ Plancher terrasse :

$$G = 12.01 \times 6.74 = 80.95 \text{ KN}$$

$$Q = 13.775 \times 1 = 13.775 \text{ KN}$$

Paillasse :

$$G = 3.12 \times 8.25 = 25.74 \text{ KN}$$

$$Q = 3.29 \times 2.5 = 8.23 \text{ KN}$$

✓ Planchers étages d'habitations :

$$G = 8.89 \times 5.35 = 47.56 \text{ KN}$$

$$Q = 10.22 \times 1.5 = 15.33 \text{ KN}$$

II.5.2.3 : Poids propre des poutres :

$$G_{pp} = 25 \times 0.25 \times 0.35 \times 3.38 = 7.39 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.25 \times 0.35 \times 3.55 = 7.76 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 15.15 \text{ KN}$$

II.5.2.4 : Poids des cloisons double :

$$N1 \rightarrow N10 : P_c = (3.6 \times 2.71) \times 2.95 = 28.78 \text{ KN}$$

II.5.2.5 : Poids des poteaux :

- Entre sol 4 et 3 :

$$P1_1 = 0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 15.50 \text{ KN}$$

- Entre sol 2 et 1 :

$$P_{12} = 0.40 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{13.77 \text{ KN}}$$

- RDC et 1^{ère} étage :

$$P_{13} = 0.4 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{12.24 \text{ KN}}$$

- Etage 2 et 3 :

$$P_{14} = 0.35 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{10.71 \text{ KN}}$$

- Etage 4 et 5 :

$$P_{15} = 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{9.37 \text{ KN}}$$

II.5.2.5: La loi de dégression des charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- La loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs qui suivent .

$$Q_0 = 13.77KN$$

$$Q_1 = 13.77 + 23.56 = 37.33KN$$

$$Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 23.56 = 58.53KN$$

$$Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 23.56 = 77.38KN$$

$$Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 23.56 = 93.87KN$$

$$Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 23.56 = 108.01KN$$

$$Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 23.56 = 119.79KN$$

$$Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 23.56 = 131.57KN$$

$$Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 23.56 = 143.35KN$$

$$Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 23.56 = 155.13KN$$



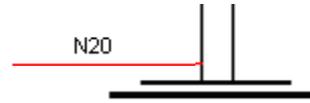


Figure II.19 : Descente de charge .

Tableau II.10 : descente de la charge du Poteau (P₁).

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher T- inaccessible	80.95	13.77
	Poutre principale	7.39	
	Poutre secondaire	7.46	
	total	95.8	
N2	G venant de N1	95.8	13.77
	Poteau (35×35)	9.37	
	Mur extérieur	28.78	
	total	133.95	
N3	G venant de N2	133.95	37.33
	Planchers étages d’habitations	47.56	
	Volée	25.74	
	Poutre (P _p + P _s)	15.15	
	total	222.4	
N4	G venant de N3	222.4	37.33
	Poteau (35×35)	9.37	
	Mur	28.78	
	total	260.55	
N5	G venant de N4	260.55	58.35
	Planchers étages d’habitations	47.56	
	Volée	25.74	
	Poutre (P _p + P _s)	15.15	
	total	349	
N6	G venant de N5	349	58.35
	Poteau (35×40)	10.71	
	Mur	28.78	
	total	388.49	
N7	G venant de N6	388.49	77.38
	Planchers étages d’habitations	47.56	
	Volée	25.74	

	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	476.94	
N8	G venant de N7	476.94	77.38
	Poteau (35×40)	10.71	
	Mur	28.78	
	total	516.46	
N9	G venant de N8	516.46	93.87
	Planchers étages d'habitations	47.56	
	Volée	25.74	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	Total	604.88	
N10	G venant de N9	604.88	93.87
	Poteau (40×40)	12.24	
	Mur	28.78	
	total	645.9	
N11	G venant de N10	645.9	108.01
	Planchers étages d'habitations	47.56	
	Volée	25.74	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	734.35	
N12	G venant de N11	734.35	108.01
	Poteau (40×40)	12.24	
	Mur	28.78	
	total	775.37	
N13	G venant de N12	775.37	119.79
	Planchers étages d'habitations	47.56	
	Volée	25.74	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	860.82	
N14	G venant de N13	860.82	119.79
	Poteau (40×45)	13.77	
	Mur	28.78	
	total	906.30	
N15	G venant de N14	906.30	131.57
	Planchers étages d'habitations	47.56	
	Volée	25.74	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	994.75	
N16	G venant de N15	994.75	131.57
	Poteau (40×45)	13.77	
	Mur	28.78	
	total	1037.30	
	G venant de N16	1037.30	143.35

N17	Planchers étages d'habitations	47.56	
	Volée	25.74	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	1125.75	
N18	G venant de N17	1125.75	143.35
	Poteau (45×45)	15.50	
	Mur	28.78	
	Total	1170.03	
N19	G venant de N18	1170.03	155.13
	Planchers étages d'habitations	47.56	
	Volée	25.74	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
total	1258.48		
N20	G venant de N19	1258.48	155.13
	Poteau (45×45)	15.50	
	Mur	28.78	
	total	1302.76	

II.5.3 : La surface afférente (P2) :

- **La surface afférente pour la charge permanente :**

Pour le plancher terrasse :

$$S = 12.56m^2 \rightarrow \text{Corps creux}$$

Pour les autres planchers :

$$S = 12.56m^2 \rightarrow \text{Corps creux.}$$

- **La surface afférente pour les charges d'exploitations :**

Pour le plancher terrasse :

$$S = 15.04m^2$$

Pour les autres planchers

$$S = 15.04m^2 \rightarrow \text{Corps creux.}$$

- **Les charges et surcharges :**

✓ Plancher terrasse :

$$G = 12.56 \times 6.74 = 84.65KN$$

$$Q = 15.04 \times 1 = 15.04KN$$

✓ Planchers étages d'habitations :

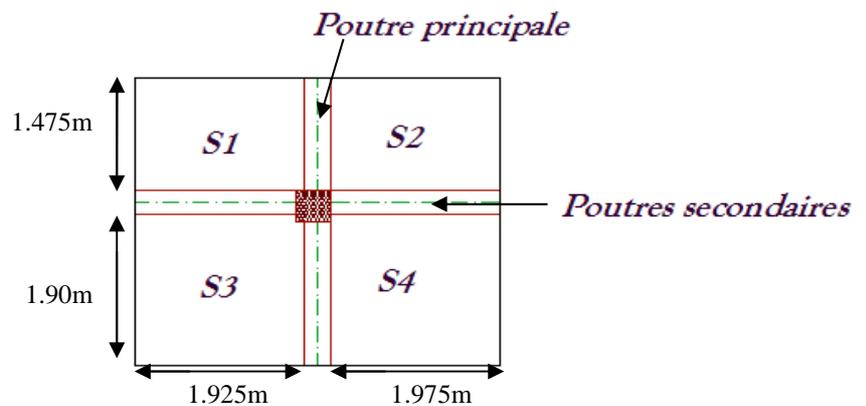


Figure II.22. Surface afférente pour P2

$$G = 12.56 \times 5.35 = 67.20KN$$

$$Q = 15.04 \times 1.5 = 22.56KN$$

• **Poids des cloisons :**

$$N1 \rightarrow N10 : P_c = (6.9 \times 1.35) \times 2.95 = 27.45KN$$

$$Q_0 = 15.04KN$$

$$Q_1 = 15.04 + 22.56 = 37.6KN$$

$$Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 22.56 = 57.90KN$$

$$Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 22.56 = 75.95KN$$

$$Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 22.56 = 91.74KN$$

$$Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 22.56 = 105.28KN$$

$$Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 22.56 = 116.56KN$$

$$Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 22.56 = 127.84KN$$

$$Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 22.56 = 139.12KN$$

$$Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 22.56 = 150.4KN$$

• **Application de la loi de dégression dans le poteau P₂ :**

Tableau. II.11. Descente de charge du poteau (P2).

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher T- inaccessible	84.65	15.04
	Poutre principale	7.39	
	Poutre secondaire	7.46	
	total	99.49	
N2	G venant de N1	99.49	15.04
	Poteau (35×35)	9.37	
	Mur	27.45	
	total	136.31	
N3	G venant de N2	136.31	37.60
	Planchers étages d'habitations	67.20	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	218.66	
N4	G venant de N3	218.66	37.60
	Poteau (35×35)	9.37	
	Mur	27.45	
	total	255.48	
N5	G venant de N4	255.48	57.90
	Planchers étages d'habitations	67.20	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	337.83	

N6	G venant de N5	337.83	57.90
	Poteau (35×40)	10.71	
	Mur	27.45	
	total	375.99	
N7	G venant de N6	375.99	75.95
	Planchers étages d'habitations	67.20	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	458.34	
N8	G venant de N7	458.34	75.95
	Poteau (35×40)	10.71	
	Mur	27.45	
	total	496.50	
N9	G venant de N8	496.50	91.74
	Planchers étages d'habitations	67.20	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	Total	578.85	
N10	G venant de N9	578.85	91.74
	Poteau (40×40)	12.24	
	Mur	27.45	
	total	618.54	
N11	G venant de N10	618.45	105.28
	Planchers étages d'habitations	67.20	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	700.89	
N12	G venant de N11	700.89	105.28
	Poteau (40×40)	12.24	
	Mur	27.45	
	total	740.48	
N13	G venant de N12	740.48	116.56
	Planchers étages d'habitations	67.20	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	822.93	
N14	G venant de N13	822.93	116.56
	Poteau (40×45)	13.77	
	Mur	27.45	
	total	864.15	
N15	G venant de N14	864.15	127.84
	Planchers étages d'habitations	67.20	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	946.50	
N16	G venant de N15	946.50	127.84
	Poteau (40*45)	13.77	
	Mur	27.45	

	total	987.72	
N17	G venant de N16	987.72	139.12
	Planchers étages d'habitations	67.20	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	1070.07	
N18	G venant de N17	1070.07	139.12
	Poteau (45×45)	15.50	
	Mur	27.45	
	Total	1112.67	
N19	G venant de N18	1112.67	150.4
	Planchers étages d'habitations	67.20	
	Poutre (Pp + Ps)	15.15	
	total	1198.28	
N20	G venant de N19	1198.28	150.4
	Poteau (45×45)	15.50	
	Mur	27.45	
	total	1241.23	

Tableau II.12 : Récapitulation des résultats.

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau P1	1302.76	155.13	1991.42	1457.89
Poteau P2	1241.23	150.40	1901.26	1391.63

❖ **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que : $Nu = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

L'effort normal maximum N=1991.42 KN

Donc $Nu = 1.1 \times 1991.42 = 2190.56KN$

$Nu = 2190.56KN$

II.5. vérification :

▪ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2190.56 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.146m^2$$

On a : $B_r = (45 - 2) \times (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2$.

$B_r = 0.1894 \geq 0.146 \text{ m}^2$. Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau. II.13 Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu (KN)	Sections b x h (cm ²)	Condition B > B calculé		observation
			B(m)	B calculé(m)	
Entre sol 4,3	2190.56	45 x 45	0.1849	0.146	vérifiée
Entre sol 2,1	1732.40	40 x 45	0.1634	0.117	vérifiée
R.D.C , 1 ^{er} étage	1311.05	40 x 40	0.1444	0.089	vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	882.68	35 x 40	0.1254	0.060	vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	443.47	35 x 35	0.1089	0.033	vérifiée

▪ **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

▪ **Vérification du poteau RDC :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m.$$

$$B = 0.45 \times 0.45 = 0.203m^2.$$

$$I = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 3.417 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{3.417 \times 10^{-3}}{0.203}} = 0.09$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.09} = 23.52 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{23.52}{35}\right)^2} = 0.80$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2190.56 \times 10^{-3}}{0.8 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.124m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (45 - 2) \times (45 - 2) \times 10^{-4} = 0.1849 m^2$$

$0.1849 m^2 > 0.122 m^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Tableau. II.14. vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu (KN)	Sections	Condition $B > B$ calcule	observation
---------	---------	----------	---------------------------	-------------

		b x h (cm ²)	B	B calculé	
Entre sol 4,3	2159.08	45 x 45	0.180	0.124	vérifiée
Entre sol 2,1	1732.40	40 x 45	0.159	0.098	vérifiée
R.D.C , 1 ^{er} étage	1311.05	40 x 40	0.140	0.075	vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	882.68	35 x 40	0.122	0.050	vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	443.47	35 x 35	0.106	0.025	vérifiée

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Entre sol 4,3 : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Entre sol 2,1: $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$
- R.D.C , 1^{er} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- 2^{eme} , 3^{eme} étage: $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$
- 4^{eme} , 5^{eme} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

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

- ✓ Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- ✓ Les escaliers.
- ✓ L'acrotère.

III.1: Méthodes de calcul des poutrelles :

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

- ✓ La méthode forfaitaire
- ✓ La méthode de Caquot.

➤ La méthode forfaitaire :

Elle est appliquée pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

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

➤ Exposé de la méthode :

Supposons une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig. III.1),

$$\text{Et } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q + G}$

➤ Evaluation des moments :

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

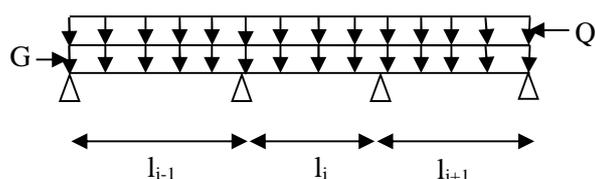


Figure. III.1: Schéma d'une Poutre

✓ Moment en appuis de rive

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls. Cependant le **BAEL91** préconise de mettre une section d'aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $(-0.15M_0)$.

Tel que :

$$M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0), \text{ avec } n : \text{ nombre de travées d'une poutre.}$$

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

✓ Moment aux appuis intermédiaires

Le moment de chaque appui intermédiaire doit être égale au moins à :

$$\begin{cases} (-0.6M_0) & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ (-0.5M_0) & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ (-0.4M_0) & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec :

M_0 , la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

✓ Moment en travée

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots \text{cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots \text{cas d'une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

M_t : Moment maximum entre (1) et (2).

➤ Evaluation des efforts tranchants:

Les efforts tranchants sont évalués en appliquant une des deux méthodes suivantes :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive, ou L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique)} + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

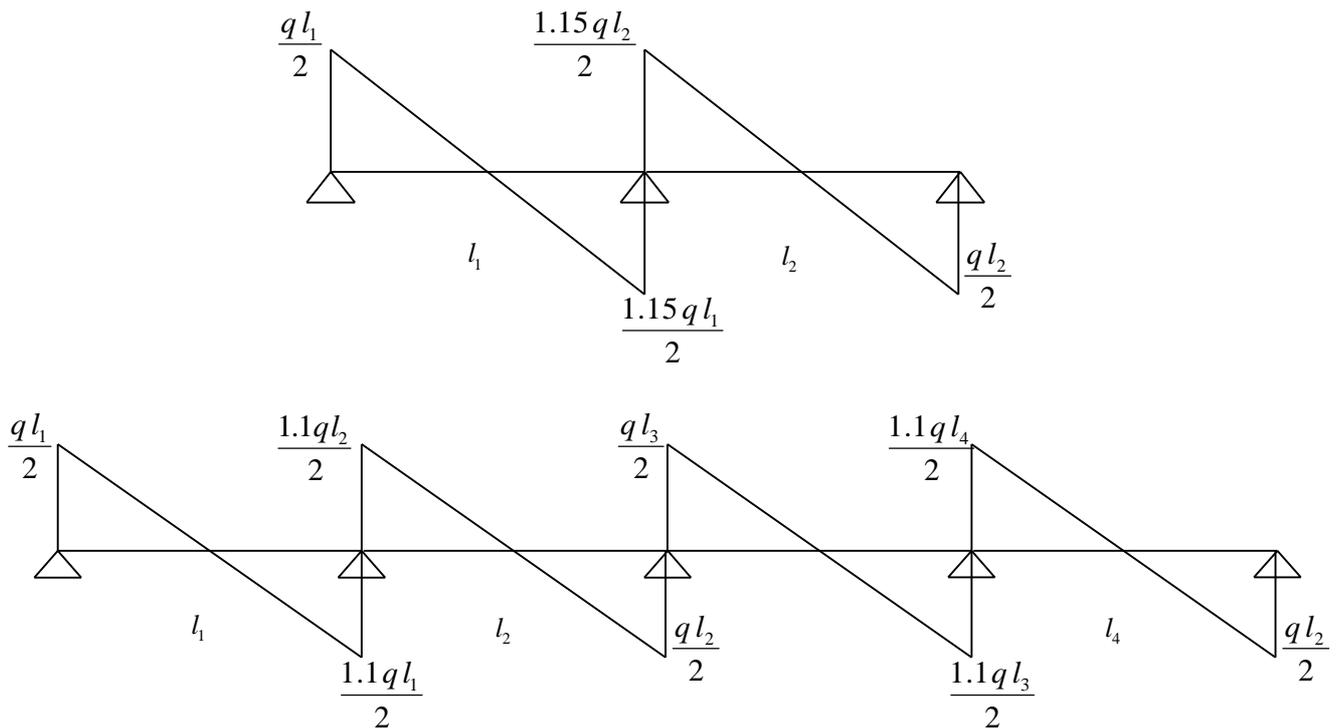


Figure. III.2: évaluation des efforts tranchants.

III.2 : Etude du plancher :

III.2.1 : Planchers à corps creux :

Il est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

➤ Critère de la disposition des poutrelles :

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

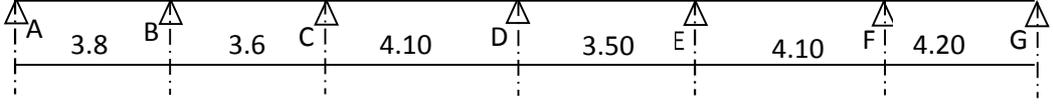
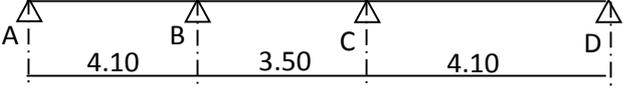
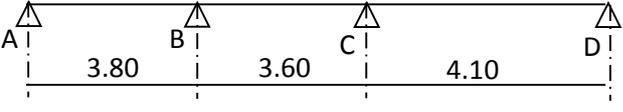
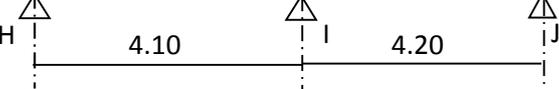
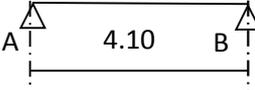
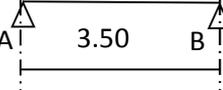
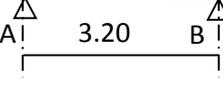
- ✓ Petite portée (afin de diminuer la flèche).
- ✓ Continuité (maximum d'appuis).

D'après les plans des étages d'habitations, on opte pour les dispositions montrées sur la **(Figure II.2)**

III.2.2 : Différents types de poutrelles :

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	

➤ **Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

à l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

$$p_u = 0.65 \times q_u$$

à l'ELS : $q_s = G + Q$

$$p_s = 0.65 \times q_s$$

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.74	1.00	10.6	6.89	7.74	4.40
Terrasse accessible	6.57	1.50	11.12	7.23	8.07	5.25
Étages d'habitation	5.35	1.50	9.47	6.16	6.85	4.45

➤ **Vérification des conditions de BAEL pour la méthode forfaitaire :**

1^{ère} condition :

- ✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.74 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.74 ; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots \text{ vérifiée.}$$

- ✓ Plancher terrasse accessible :

$$G = 6.57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.50 \leq \min(2 \times 6.57 ; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots \text{ vérifiée.}$$

- ✓ Plancher étage courant :

$$G = 5.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.50 \leq \min(2 \times 5.35 ; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots \text{ vérifiée.}$$

2^{ème} condition :

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.6}{3.8}; \frac{4.1}{3.6}; \frac{3.5}{4.1}; \frac{4.1}{3.5}; \frac{4.2}{4.1} \leq 1.25 \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{3.5}{4.1}; \frac{4.1}{3.5} \leq 1.25 \dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{3.6}{3.8}; \frac{4.1}{3.6} \leq 1.25 \dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Type 4 : } 0.8 \leq \frac{4.1}{3.5} \leq 1.25 \dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Type 5 : } 0.8 \leq \frac{4.2}{4.1} \leq 1.25 \dots \text{ Vérifiée.}$$

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

III.3. Exemple de calcul (poutrelle type 1)

III.3.1. calcul des sollicitations :

➤ Pour le plancher étage courant :

Poutrelle type 1 :

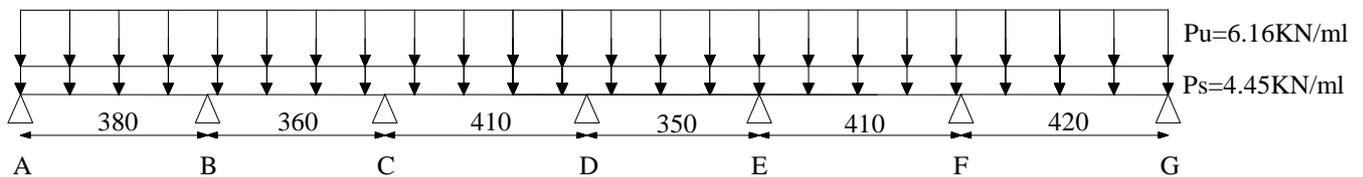


Figure III.3. Schéma statique des poutrelles de type 1

✓ **Moments isostatiques :**

$$\text{Les moments isostatiques : } M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

✓ **À l'ELU :**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.16 \times 3.8^2}{8} = 11.12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{6.16 \times 3.6^2}{8} = 9.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{6.16 \times 4.1^2}{8} = 12.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0^{DE} = \frac{6.16 \times 3.5^2}{8} = 9.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0^{EF} = \frac{6.16 \times 4.1^2}{8} = 12.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée F-G : } M_0^{FG} = \frac{6.16 \times 4.2^2}{8} = 13.58 \text{ KN.m}$$

✓ **À l'ELS :**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = 7.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0^{DE} = 6.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0^{EF} = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée F-G : } M_0^{FG} = 9.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments sur les appuis :**

- ✓ Appuis de rive :

$$M_A = M_G = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

- ✓ **À l'ELU :**

$$M_A = M_G = 0.15 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{FG}) = 0.15 \times 13.58 = 2.04 \text{ KN.m}$$

- ✓ **À l'ELS :**

$$M_A = M_G = 0.15 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{FG}) = 0.15 \times 9.81 = 1.47 \text{ KN.m}$$

➤ **Appuis voisins des appuis de rive :**

- ✓ **À l'ELU :**

$$M_B = -0.5 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 11.12 = -5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0.5 \times \max (M_0^{EF}, M_0^{FG}) = -0.5 \times 13.58 = -6.79 \text{ KN.m}$$

- ✓ **À l'ELS :**

$$M_B = 0.5 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.5 \times 8.03 = 4.02 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \times \max (M_0^{EF}, M_0^{FG}) = 0.5 \times 9.81 = 4.91 \text{ KN.m}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

- ✓ **À l'ELU :**

$$M_C = 0.4 \times \max (M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 0.4 \times 12.94 = 5.18 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max (M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 0.4 \times 12.94 = 5.18 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \times \max (M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 0.4 \times 12.94 = 5.18 \text{ KN.m}$$

- ✓ **À l'ELS :**

$$M_C = 0.4 \times \max (M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 0.4 \times 9.35 = 3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max (M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 0.4 \times 9.35 = 3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \times \max (M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 0.4 \times 9.35 = 3.74 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.35} = 0.219$$

$$\alpha = 0.219 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1.066 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.266 \end{cases}$$

Les moments en travée sont déterminés en appliquant les deux inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.....1} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.2} \end{array} \right.$$

✓ **À l'ELU :**

$$\text{Travée A-B} \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 11.12 - \frac{5.56}{2} = 9.07 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.266}{2} \times 11.12 = 7.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C :} \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 9.89 - \frac{5.56 + 5.18}{2} = 5.27 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.066}{2} \times 9.98 = 5.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D :} \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 12.94 - \frac{5.18 + 5.18}{2} = 8.61 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.066}{2} \times 12.94 = 6.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée D-E :} \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 9.43 - \frac{5.18 + 5.18}{2} = 4.87 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.066}{2} \times 9.43 = 5.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée E-F :} \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 12.94 - \frac{5.18 + 6.79}{2} = 7.81 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.066}{2} \times 12.94 = 6.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée F-G : } \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 13.58 - \frac{6.79}{2} = 11.08 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.266}{2} \times 13.58 = 8.60 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ À PELS :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 8.03 - \frac{4.02}{2} = 6.55 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.266}{2} \times 8.03 = 5.08 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 7.21 - \frac{4.02 + 3.74}{2} = 3.80 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.066}{2} \times 7.21 = 3.84 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D : } \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 9.35 - \frac{3.74 + 3.74}{2} = 6.22 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.066}{2} \times 9.35 = 4.98 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée D-E : } \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 6.81 - \frac{3.74 + 3.74}{2} = 3.51 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.066}{2} \times 6.81 = 3.63 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée E-F : } \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 9.35 - \frac{3.74 + 4.91}{2} = 5.64 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.066}{2} \times 9.35 = 4.98 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée F-G : } \begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 9.81 - \frac{4.91}{2} = 8.00 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.266}{2} \times 9.81 = 6.21 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de:

- ✓ 15% si la poutre à deux travées.
- ✓ 10% si la poutre à plus de deux travées.

$$V_g = \frac{P \times L}{2}$$

✓ **À L'ELU :**

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{6.16 \times 3.8}{2} = 11.7 \text{ KN} \\ V_B = 1.1 \times V_A = 12.87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1.1 \times \frac{6.16 \times 3.6}{2} = 12.20 \text{ KN} \\ V_C = \frac{6.16 \times 3.6}{2} = 11.09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D : } \begin{cases} V_C = \frac{6.16 \times 4.1}{2} = 12.63 \text{ KN} \\ V_D = 12.63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée D-E : } \begin{cases} V_D = \frac{6.16 \times 3.5}{2} = 10.78 \text{ KN} \\ V_E = 10.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée E-F : } \begin{cases} V_E = \frac{6.16 \times 4.1}{2} = 12.63 \text{ KN} \\ V_F = 1.1 \times V_E = 13.89 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée F-G : } \begin{cases} V_F = 1.1 \times \frac{6.16 \times 4.20}{2} = 14.23 \text{ KN} \\ V_G = \frac{6.16 \times 4.2}{2} = 12.94 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{4.45 \times 3.8}{2} = 8.46 \text{ KN} \\ V_B = 1.1 \times V_A = 9.30 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1.1 \times \frac{4.45 \times 3.6}{2} = 8.81 \text{ KN} \\ V_C = \frac{6.16 \times 3.6}{2} = 8.01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D : } \begin{cases} V_C = \frac{4.45 \times 4.1}{2} = 9.12 \text{ KN} \\ V_D = 9.12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée D-E : } \begin{cases} V_D = \frac{4.45 \times 3.5}{2} = 7.79 \text{ KN} \\ V_E = 7.79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée E-F : } \begin{cases} V_E = \frac{4.45 \times 4.1}{2} = 9.12 \text{ KN} \\ V_F = 1.1 \times V_E = 10.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée F-G : } \begin{cases} V_F = 1.1 \times \frac{4.45 \times 4.20}{2} = 10.28 \text{ KN} \\ V_G = \frac{4.45 \times 4.2}{2} = 9.35 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

- **Planchers à usage d'habitation** : entre sol 4.3.2.1.rdc. etage 1.2 et 3

Type 1:

Tableau III.3 : calcul des sollicitations du type 1 de poutrelles.

Travée	Comb	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	ELU	3.80	6.16	11.12	1.67	5.56	9.07	11.70	12.87
	ELS	3.80	4.45	8.03	1.20	4.02	6.55	8.46	9.30
B-C	ELU	3.60	6.16	9.98	5.56	5.18	5.32	12.20	11.09
	ELS	3.60	4.45	7.21	4.02	3.74	3.84	8.81	8.01
C-D	ELU	4.10	6.16	12.94	5.18	5.18	8.61	12.63	12.63
	ELS	4.10	4.45	9.35	3.74	3.74	6.22	9.12	9.12
D-E	ELU	3.50	6.16	9.43	5.18	5.18	5.03	10.78	10.78
	ELS	3.50	4.45	6.81	3.74	3.74	3.63	7.79	7.79
E-F	ELU	4.10	6.16	12.94	5.18	6.79	7.81	12.63	13.89
	ELS	4.10	4.45	9.35	3.74	4.91	5.64	9.12	10.03
F-G	ELU	4.20	6.16	13.58	6.79	2.04	11.08	14.23	12.94
	ELS	4.20	4.45	9.81	4.91	1.47	8.00	10.28	9.35

Type 2:

Tableau III.4 : calcul des sollicitations du type 2 de poutrelles.

Travée	Comb	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	ELU	4.10	6.16	12.94	1.94	6.47	10.56	12.62	13.88
	ELS	4.10	4.45	9.36	1.40	4.68	7.63	9.13	10.04
B-C	ELU	3.50	6.16	9.43	6.47	6.47	5.02	11.85	11.85
	ELS	3.50	4.45	6.82	4.68	4.68	3.63	8.57	8.57
C-D	ELU	4.10	6.16	12.94	6.47	1.94	10.56	13.88	12.62
	ELS	4.10	4.45	9.36	4.68	1.40	7.63	10.04	9.13

Type 3:

Tableau III.5 : calcul des sollicitations du type 3 de poutrelles.

Travée	Comb	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	ELU	3.80	6.16	11.11	1.67	5.56	9.06	11.70	12.87
	ELS	3.80	4.45	8.04	1.21	4.02	6.56	8.46	9.31
B-C	ELU	3.60	6.16	9.97	5.56	6.47	5.31	12.19	12.19
	ELS	3.60	4.45	7.21	4.02	4.68	3.84	8.82	8.82
C-D	ELU	4.10	6.16	12.94	6.47	1.94	10.56	13.88	12.62
	ELS	4.10	4.45	9.36	4.68	1.40	7.63	10.04	9.13

Type 4:

Tableau III.6 : calcul des sollicitations du type 4 de poutrelles.

Travée	Comb	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	ELU	3.50	6.16	9.43	1.41	7.76	6.17	10.77	12.39
	ELS	3.50	4.45	6.82	1.02	5.62	4.46	7.79	8.96
B-C	ELU	4.10	6.16	12.94	7.76	1.94	9.91	14.52	12.62
	ELS	4.10	4.45	9.36	5.62	1.40	7.16	10.50	9.13

Type 5:

Tableau III.7 : calcul des sollicitations du type 5 de poutrelles.

Travée	Comb	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	ELU	4.10	6.16	12.94	1.91	8.15	9.72	12.62	14.52
	ELS	4.10	4.45	9.36	1.40	5.89	7.03	9.13	10.50
B-C	ELU	4.20	6.16	13.58	8.15	2.04	10.40	14.87	12.93
	ELS	4.20	4.45	9.82	5.89	1.47	7.52	10.75	9.35

Type 6 ,7 et 8 :

Tableau III.8 : calcul des sollicitations du type 6 ,7 et 8 de poutrelles.

Travée	Comb	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	ELU	4.1	6.16	12.9437	1.941555	1.941555	11.0021	12.628	12.628
	ELS	4.1	4.45	9.35056	1.4025844	1.4025844	7.94798	9.1225	9.1225
B-C	ELU	3.5	6.16	9.4325	1.414875	1.414875	8.01763	10.78	10.78
	ELS	3.5	4.45	6.81406	1.0221094	1.0221094	5.79195	7.7875	7.7875
C-D	ELU	3.2	6.16	7.8848	1.18272	1.18272	6.70208	9.856	9.856
	ELS	3.2	4.45	5.696	0.8544	0.8544	4.8416	7.12	7.12

➤ **Plancher Terrasse accessible :**

Type 2:

Tableau III.9 : calcul des sollicitations du type 2 de poutrelles.

Travée	Comb	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	ELU	4.10	7.23	15.19	2.28	7.60	12.24	14.82	16.30
	ELS	4.10	5.25	11.02	1.65	5.51	8.88	10.75	11.83
B-C	ELU	3.50	7.23	11.07	7.60	7.60	5.84	13.91	13.91
	ELS	3.50	5.25	8.03	5.51	5.51	4.24	10.10	10.10
C-D	ELU	4.10	7.23	15.19	7.60	2.28	12.24	16.30	14.82
	ELS	4.10	5.25	11.02	5.51	1.65	8.88	11.83	10.75

➤ **Plancher Terrasse inaccessible :**

Type 1:

Tableau III.10 : calcul des sollicitations du type 1 de poutrelles.

Travée	Comb	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	ELU	3.80	6.89	12.44	1.87	6.22	9.95	13.08	14.40
	ELS	3.80	5.03	9.08	1.36	4.54	7.26	9.56	10.51
B-C	ELU	3.60	6.89	11.16	6.22	5.79	5.80	13.64	12.40
	ELS	3.60	5.03	8.15	4.54	4.23	4.23	9.96	9.05
C-D	ELU	4.10	6.89	14.48	5.79	5.79	9.41	14.12	14.12
	ELS	4.10	5.03	10.57	4.23	4.23	6.87	10.31	10.31
D-E	ELU	3.50	6.89	10.55	5.79	5.79	5.48	12.06	12.06
	ELS	3.50	5.03	7.70	4.23	4.23	4.00	8.80	8.80
E-F	ELU	4.10	6.89	14.48	5.79	7.60	8.51	12.12	15.54
	ELS	4.10	5.03	10.57	4.23	5.55	6.21	10.31	11.34
F-G	ELU	4.20	6.89	15.19	7.60	2.28	12.15	15.91	14.47
	ELS	4.20	5.03	11.09	5.55	1.66	8.87	11.62	10.57

❖ Récapitulation des sollicitations les plus défavorables:

Après avoir calculé les sollicitations des diverses poutrelles, nous avons résumé les plus défavorables avec lesquelles nous allons ferrailer dans le tableau qui suit :

Tableau III.11: Les sollicitations maximales des poutrelles.

Sollicitations	ELU				ELS		
	M_{appui}^{max} de rive (KN.m)	M_{appui}^{max} intemed (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui}^{max} de rive (KN.m)	M_{appui}^{max} intemed (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)
Plancher à étage courant	-2.04	-8.15	11.08	14.87	-1.94	-5.89	8.00
Plancher terrasse Inaccessible	-2.28	-7.60	12.15	15.91	-1.66	-5.55	8.87
Plancher terrasse accessible	-2.28	-7.60	12.24	16.30	-1.65	-5.51	8.88

III.3.2. Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables pour une section en T soumise à la flexion simple.

III.3.2.1 . Plancher de la terrasse inaccessible

Les Caractéristiques géométriques

de la poutrelle sont :

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

$$H=16\text{cm}$$

$$d=18\text{cm}$$

$$b_0=10\text{cm}$$

$$h_0=4\text{cm}$$

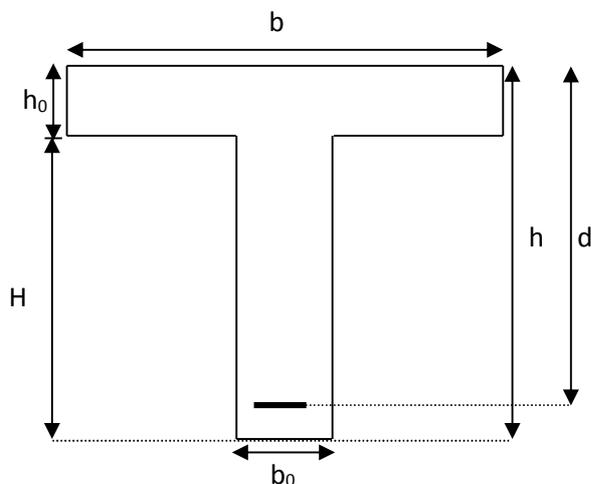


Figure III.4 : caractéristique géométrique de la poutrelle.

A. Calcul à l'ELU:**➤ Calcul d'armatures longitudinales: (Ferrailage des travées)**

$$M_{travée} = 12.15 \text{ KN.m}$$

- Le moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = bh_o f_{bu} (d - 0,5h_o) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - 0,5 \times 0,04) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{travée}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire de $b \times h$ ($b=65 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$).

➤ Ferrailage des travées

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{12.15 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.041 < 0.186$$

Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\text{Pivot A : } \xi = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}}{0.8} = 0.052$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.052) = 0.176 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{12.15 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A^{travée} = 1.98 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité**BAEL (Art A.4.2.1)**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

On opte pour :

$$A_s = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage des appuis

A : Appuis intermédiaire

$$M_{Interne}^a = -7.60 \text{ KN.m}$$

Puisque le moment est négatif en appuis, la table de compression se trouve dans la zone tendue.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.165 < 0.186$$

Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\mu_{bu} = 0.165 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\text{Pivot A : } \xi = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.165}}{0.8} = 0.227$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.227) = 0.164 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{7.60 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{int}} = 1.33 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

BAEL (Art A.4.2.1)

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.33 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour : $A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

✓ **Appuis de rive :**

$$M_{RIV}^a = -2.28 \text{ KN.m}$$

Puisque le moment est négatif en appuis, la table de compression se trouve dans la zone tendue.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{int}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.05 < 0.186$$

Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\mu_{bu} = 0.05 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\text{Pivot A : } \xi = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.050}}{0.8} = 0.064$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.064) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{rive} = \frac{2.28 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

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

BAEL (Art A.4.2.1)

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.34 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour : $A_s = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul d'armatures transversales:**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

✓ **Vérification de l'effort tranchant BAEL (Art A.5.1.1)**

$$V_u = 15.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.91 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.88 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \right] \text{ Mpa} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Vérifier} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Armatures transversales:**

CBA93 (Art 5.1.2.2)

Au départ on choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(12; \frac{200}{35}; \frac{100}{10} \right)$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow$ on choisi un étrier ϕ_6 : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)} = 44.49 \text{ cm} \end{array} \right.$$

CBA93 (Art A.5.1.2.3)

Avec :

$K = 1$: FPN et pas de reprise de bétonnage

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

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

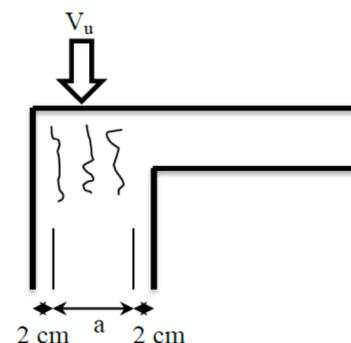
➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✓ **Vérification de la bielle BAEL (Art A.5.1.3.1.2)**

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a \leq 0.9d \Rightarrow a = 0.16 \text{ m}$$



$$\Rightarrow V_u = 15.91 \text{ kN} < 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 106.8 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales:** **BAEL (Art A.5.1.3.1.2)**

- **Appui de rive:**

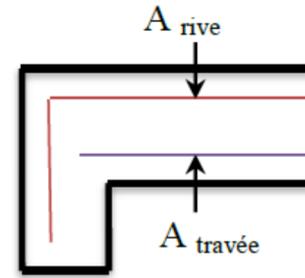
$$M_u^{\text{rive}} = 0 \text{ kN.m}$$

- **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \Rightarrow A_l = (2\text{HA}10 + 1\text{HA}10) = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.86 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 15.91 \times 10^{-3}}{400} = 0.46 \text{ cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$



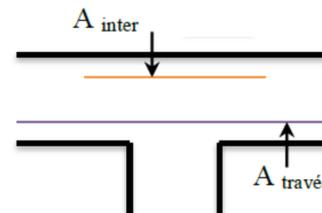
- **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \Rightarrow A_l = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.64 \geq \frac{1.15}{400} \times \left[15.91 - \frac{7.60}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -0.89 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{aucune vérification à faire car}$$

l'effort tranchant est négligeable devant l'effort due au moment.



✓ **Vérification de la jonction table-nervure:**

CBA93 (Art A.5.1.2.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275$$

$$\tau_u = \frac{15.91 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.04 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

B. Vérification à L'ELS

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation (la flèche).

➤ **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{BAEL (Art III.2)}$$

• **En travée :**

$$M_{trav}^{\max} = 8.87 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$\Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 0.85 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire (b x h_t)}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15 \times A + (b - b_0) h_0) y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.07 + (65 - 10) \times 4) y - 15 \times 2.07 \times 18 - (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 3.71 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3.71^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(3.71 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.07 \times (18 - 3.71)^2 = 7447.39 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.87 \times 3.71}{7447.39} \times 10^3 = 4.42 \leq 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis**

Appuis intermédiaires

$$M_a^i = - 5.55 \text{ KN.m}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = 1.9 \times 10^{-4} \text{ cm} \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire (b x h_t)}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + (15 \times 1.57) \times y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 3.27 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = 5874.44 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.55 \times 3.27 \times 10^3}{5874.44} = 3.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Appuis de rive

$$M_a^{rive} = -2.28 \text{ KN.m}$$

$A' = 0 \Rightarrow H = 3.54 \times 10^{-4} > 0$ calcul d'une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.39 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$\Rightarrow I = 3259.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 1.67 \leq 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

III.3.2.2 : Plancher de L'étage courant :

✓ Sollicitations maximales dans le plancher à usage d'habitation:

Tableau III.12: Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher d'habitation)

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	11.08	8.00
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-2.04	-1.47
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-8.15	-5.89
Effort tranchant (KN)	14.87	

✓ **Ferraillage en travées :****Tableau III.13 :** Ferraillage en travées des poutrelles d'étage courant

Calculs	Conclusions
$M_u = 11.08 \text{ KN.m}$ $M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m}$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < M_{Tu}$ ⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h_t$)
$\mu_{bu} = 0.037 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10 \text{ ‰}$
$\mu_{bu} = 0.036 < \mu_l = 0.391$	
$\alpha = 0.052$	
$z = 0.176 \text{ m}$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{travé} = 1.80 \text{ cm}^2$.
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$	$A_t = 1.80 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$ La condition de non fragilité est vérifiée <ul style="list-style-type: none"> Choix : on choisit 2HA10+1 HA10=2.07 cm^2

✓ **Ferraillage en appuis intermédiaires :****Tableau III.14 :** Ferraillage en appuis intermédiaires des poutrelles d'étage courant.

Calculs	Conclusions
$M_u = - 8.15 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ ⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h_t$)
$\mu_{bu} = 0.178 < 0.186$ (pivot A) $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10 \text{ ‰}$.
$\mu_{bu} = 0.178 < \mu_l = 0.391$	
$\alpha = 0.246$	
$z = 0.162 \text{ m}$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{inter} = 1.44 \text{ cm}^2$.
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 1.44 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2$ La condition de non fragilité est vérifiée <ul style="list-style-type: none"> Choix : on choisit 2 HA 10=1.57 cm^2

✓ **Ferraillage en appuis de rive :****Tableau III.15 :** Ferraillage en appuis de rive, des poutrelles d'étage courant.

Calculs	Conclusions
$M_u = - 2.04 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ ⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h_t$)
$\mu_{bu} = 0,044 < 0,186$ (pivot A) $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10 \text{ ‰}$.
$\mu_{bu} = 0,044 < \mu_l = 0,3916$	

$\alpha = 0.057$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{rive} = 0,33 \text{ cm}^2$.
$z = 0.176 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$	$A_{rive} = 0.33 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2$ La condition de non fragilité est vérifiée. <ul style="list-style-type: none"> Choix : on choisit 1 HA10=0.79 cm²

➤ **Vérifications :**

✓ **Vérification des contraintes :**

➤ En travée :

✓ Position de l'axe neutre : $H = 0.85 \cdot 10^{-4} \text{ m}$.

$H > 0 \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire (b x h_t)

Tableau III.16 : Vérification des contraintes en travée

Calculs	Vérifications
$y = 0.0371 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 7.447 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.99 \text{ MPa}$	

➤ Aux appuis de rive :

✓ Position de l'axe neutre : $H = 3.54 \cdot 10^{-4} \text{ m}$.

✓ $H > 0 \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire (b x h_t)

Tableau III.17 : Vérification des contraintes aux appuis de rives

Calculs	Vérifications
$y = 0.0239 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 3.259 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.08 \text{ MPa}$	

➤ Aux appuis intermédiaires :

✓ Position de l'axe neutre : $H = 1.903 \cdot 10^{-4} \text{ m}$.

✓ $H > 0 \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire (b x h_t)

Tableau III.18 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires

Calculs	Vérifications
$y = 0.0327 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 5.874 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.28 \text{ MPa}$	

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.87 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.826 \text{ MPa}$$

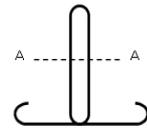
$$\checkmark \quad \text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}$ pas risque de rupture par cisaillement.

✓ **Vérification de l'espacement « S_t » :**

- On fixe A_t = étrier $\phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \begin{cases} \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)} = 44.49 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Art A.5.1.2.3)}$$



Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{F.P.N} \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases}$$

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

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**✓ **Vérification de la bielle:**

BAEL (Art A.5.1.3.1.2)

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a \leq 0.9d \Rightarrow a = 0.16 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 15.91 \text{ kN} < 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 106.8 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales:**

BAEL (Art A.5.1.3.1.2)

• **Appui de rive:**

$$M_u^{\text{rive}} = 0 \text{ kN.m}$$

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$\text{Avec : } A_l = 0.79 + 2.07 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.86 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 15.91 \times 10^{-3}}{400} = 0.46 \text{ cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$

Appui intermédiaire :

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$\text{Avec : } A_t = 2.07 + 1.57 = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times \left[14.08 - \frac{8.15}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -1.04 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{aucune vérification à faire car l'effort}$$

tranchant est négligeable devant l'effort due au moment.

✓ **Vérification de la jonction table-nervure: CBA93 (Art A.5.1.2.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275$$

$$\tau_u = \frac{14.08 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.92 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

III.3.2.3 : Plancher de la terrasse accessible :

✓ **Sollicitations maximales :**

Tableau III.19 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage .

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	12.15	8.88
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-2.28	-1.55
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-7.60	-5.51
Effort tranchant (KN)	16.30	

✓ **Ferrailage en travées :**

Tableau III.20 : calcul des sections de Ferrailage en travées.

Calculs	Conclusions
$M_u = 12.15 \text{ KN.m}$ $M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m}$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < M_{tu}$ \Rightarrow Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h_t$)
$\mu_{bu} = 0.0407 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10\text{‰}$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10\text{‰}$
$\mu_{bu} = 0.0407 < \mu_l = 0.391$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{travé} = 1.98 \text{ cm}^2$.
$\alpha = 0.052$	
$z = 0.175 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$	$A_t = 1.98 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$ La condition de non fragilité est vérifiée Choix : on choisit 2HA12+1HA10 = 3.05 cm ²

✓ **Ferraillage en appuis intermédiaires :****Tableau III.21:** calcul des sections de ferraillage en appuis intermédiaires

Calculs	Conclusions
$M_u = -7.06 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ ⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h_t$)
$\mu_{bu} = 0.154 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10\text{‰}$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_1 < \varepsilon_s < 10\text{‰}$
$\mu_{bu} = 0.154 < \mu_1 = 0.391$	
$\alpha = 0.209$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{inter} = 1.23 \text{ cm}^2$.
$z = 0.165 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 1.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$ La condition de non fragilité est vérifiée <ul style="list-style-type: none"> Choix : on choisit 1 HA 12+1HA10=1.92 cm²

✓ **Ferraillage en appuis de rive :****Tableau III.22 :** calcul des sections de ferraillage en appuis de rive

Calculs	Conclusions
$M_u = -2.28 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ ⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h_t$)
$\mu_{bu} = 0,0497 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_1 < \varepsilon_s < 10\text{‰}$.
$\mu_{bu} = 0,0497 < \mu_1 = 0,391$	
$\alpha = 0.0637$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{rive} = 0,37 \text{ cm}^2$.
$z = 0.175 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$	$A_{rive} = 0.37 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$ La condition de non fragilité est vérifiée. <ul style="list-style-type: none"> Choix : on choisit 1 HA 10 = 0.79 cm²

➤ **Vérifications :**✓ **Vérification des contraintes :**

✓ En travée :

✓ Position de l'axe neutre : $H = -0.028 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$.✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».**Tableau III.23 :** Vérification des contraintes en travée

Calculs	Vérifications
$y = 0.0488 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 9.982 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.34 \text{ MPa}$	

Vérifiée

➤ Aux appuis de rive :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = 0.0354 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$.
- ✓ $H > 0 \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b \times h_t$)

Tableau III.24 : Vérification des contraintes aux appuis de rives.

Calculs	Vérifications
$y = 0.0226 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 2.89 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.43 \text{ MPa}$	

➤ Aux appuis intermédiaires :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = 0.012 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$.
- ✓ $H > 0 \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b \times h_t$)

Tableau III.25 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires

Calculs	Vérifications
$y = 0.036 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 6.06 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.26 \text{ MPa}$	

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.30 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.906 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \text{F. P. N} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}$ pas risque de rupture par cisaillement.

✓ **Vérification de l'espacement « S_t » :**

- On fixe $A_t = \text{étrier } \phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \begin{cases} \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)} = 44.49 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Art A.5.1.2.3)}$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{F. P. N} \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases} \quad \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} .$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✓ **Vérification de la bielle:**

BAEL (Art A.5.1.3.1.2)

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a \leq 0.9d \Rightarrow a = 0.16 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 18.73 \text{ KN} < 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 106.8 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales:**

BAEL (Art A.5.1.3.1.2)

$$M_u^{rive} = 0 \text{ KN.m}$$

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$\text{Avec : } A_l = 0.79 + 3.05 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.84 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 18.73 \times 10^{-3}}{400} = 0.054 \text{ cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

$$\text{Avec : } A_l = 1.92 + 3.05 = 4.97 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[16.30 - \frac{7.60}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -0.88 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{aucune vérification à faire car l'effort}$$

tranchant est négligeable devant l'effort due au moment.

✓ **Vérification de la jonction table-nervure:**

CBA93 (Art A.5.1.2.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275$$

$$\tau_u = \frac{16.30 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.06 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

➤ **État limite de déformation (vérification de la flèche)**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{BAEL 99(Art IV.10)}$$

Pour notre cas: $h = 20 \text{ cm} . l = 420 \text{ cm}$

$$\frac{16}{420} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Non vérifiée}$$

\Rightarrow donc on il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL99 (Art B.6.5.2)** comme suit:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Évaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Propriété de la section:**

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.71 \text{ cm} . A = 2.07 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4}{2} + 15(2.07 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(2.07)} = 5.92 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + nA(d - y_G)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 26481.73 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4))$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Contraintes :**

(σ_s) Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa)

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

- **Inerties fictives (I_f):**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Évaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5 = 3.25 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.74 = 4.381 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.74 + 1) = 5.03 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{0.877 \times 4.20^2}{8} = 5.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.381 \times 4.20^2}{8} = 7.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{5.03 \times 4.20^2}{8} = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$I = 7447.39 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.0115} = 3.70$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.70 = 1.84$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.37 \times (0.18 - 0.0371) \times 10^5}{7447.39} = 154.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times 15 \times \frac{7.24 \times (0.18 - 0.0371) \times 10^5}{7447.39} = 208.528 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times 15 \times \frac{8.32 \times (0.18 - 0.0371) \times 10^5}{7447.39} = 239.47 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 154.69 + 2.1} = 0.60 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 208.53 + 2.1} = 0.68 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 239.47 + 2.1} = 0.72 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 26481.73}{1 + (3.7 \times 0.60)} = 9033.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 26481.73}{1 + (3.7 \times 0.68)} = 8235.65 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 26481.73}{1 + (3.7 \times 0.72)} = 7951.94 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 26481.73}{1 + (1.84 \times 0.68)} = 12879.80 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.35 \times 10^{-3} \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 9033.75 \times 10^{-8}} = 0.00326 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{5.35 \times 10^{-3} \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 8235.65 \times 10^{-8}} = 0.00482 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{11.49 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 32164.2 \times 7951.94 \times 10^{-8}} = 0.00574 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{11.49 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 10721.4 \times 12879.83 \times 10^{-8}} = 0.00926 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00926 - 0.00326 + 0.00574 - 0.00482 = 0.00691 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.691 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.840 \text{ cm} \quad \text{C'est vérifié.}$$

III.3.3 .schéma de ferrailages des poutrelles:

Tableau III.26: schéma de ferrailages des poutrelles.

Type	Appui de rive	Appui intermédiaire	En travée
Étage courant			

Terrasse accessible			
Terrasse inaccessible			

III. 3.4. Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D’après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

- ✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D’où on opte : un treillis soudé TS Φ5 150×150

Schéma de ferrailage :

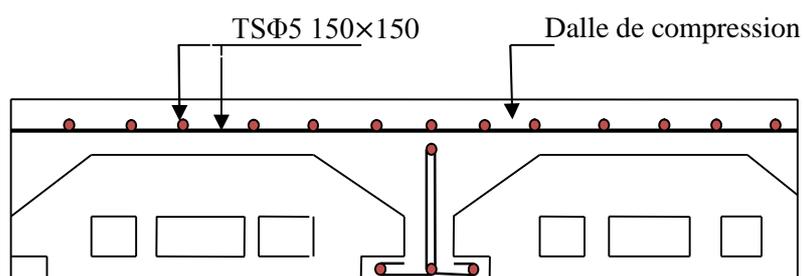


Figure.III.5: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III .4. Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions .Cette plaque peut être encastrée, sur deux ou plusieurs côtés, comme elle peut être assimilée à une console.

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

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

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

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

❖ Dalle pleine des balcons :

III.4.1. Dalle sur trois appuis (D3) :

N.B) D1 ,D2,D3 sont des dalles sur trois appuis dont « $L_x < \frac{L_y}{2}$ » on ferraille le panneau le plus défavorable D2 .

$$L_x = 1.86 \text{ m.}$$

$$L_y = 3,80 \text{ m.}$$

➤ Evaluation des charges et surcharge

$$G = 5.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc

A l'ELU :

$$q_U = 1.35G + 1.5Q = 12.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

A l'ELS :

$$q_S = G + Q = 8.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,86}{3,80} = 0.49 \geq 0.4$$

Alors La dalle travaille suivant les deux sens.

Méthode de calcul :

On utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL 91), et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

On a : $l_x = 1.86 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.90 \text{ m}$. Donc

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

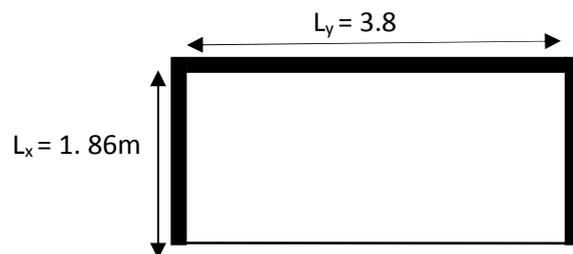


Figure III.6: 1^{er} type de Balcon sur trois appuis

$$ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{12,47 \times 1,86^2 \times 3,8}{2} - \frac{2 \times 12,47 \times 1,86^3}{3} = 28,47 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{12,47 \times 1,86^3}{6} = 13,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{8,85 \times 1,85^2 \times 3,9}{2} - \frac{2 \times 8,85 \times 1,85^3}{3} = 21,71 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{8,85 \times 1,85^3}{6} = 9,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.1.1. Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée :

$$\begin{cases} M_{ox} = 28,47 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 13,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 28,47 = 24,20 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 13,37 = 13,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,3 \times M_{0x} = -8,54 \text{ KN.m (appui de rive)}$$

➤ Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{12,47 \times 1,86}{2} = 11,60 \text{ KN}$$

III.4.1.2. Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \text{soit : } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 12,4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,2 + 2\right) = 11,2 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$.

✓ Selon L_x

En travée :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{24,20 \times 10^{-3}}{1 \times (0,124)^2 \times 14,2} = 0,111 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,147 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{24,20 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,147) \times 0,124} = 5,96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérification des valeurs minimales

$$e > 12\text{cm} \quad \text{Et} \quad \rho > 0,4$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,00012 & \text{RL } fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0,0008 & \text{HA } fe = 400 \text{ ou } T.S \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0,0006 & \text{HA } fe = 400 \text{ ou } TS \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

dans notre cas $fe = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \frac{(3-0,52)}{2} \times 100 \times 15 = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 5,96 \text{ cm}^2 > 1,49 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$\text{Soit } A_x^t = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements :

$$S_{tx} \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = \min(30; 25); \text{ Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Selon Ly

✓ En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{13,36 \times 10^{-3}}{1 \times (0,112)^2 \times 14,2} = 0,075 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,098 \\ A_y^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_y} = \frac{13,36 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,098) \times 0,112} = 3,57 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Vérification des valeurs minimales

$$e > 12\text{cm} \quad \text{Et} \quad \rho > 0,4$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times \frac{(3-0,52)}{2} \times 100 \times 15 = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,57 \text{ cm}^2 > 1,49 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$\text{Soit } A_x^t = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements :

$$S_{tx} \leq \min(2 \times e ; 25 \text{ cm}) = \min(30;25) ;$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm} .$$

✓ En appuis

$$M_x^a = -8.45 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{8.45 \times 10^{-3}}{1 \times (0.124)^2 \times 14.2} = 0.387 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0494 \\ A_x^t = \frac{M_u^a}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{8.45 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0494) \times 0.0124} = 1.50 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^a = 1.50 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_x^a = 1.50 \text{ cm}^2 > 1,49 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

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

c-Calcul des espacements :

$$S_t = 33.33 \text{ cm}$$

$$S_{tx} > \min(2 \times e ; 25 \text{ cm}) = \min(30;25) ; \text{ la condition n'est pas vérifiée alors on opte pour } 5\text{HA}8$$

$$A_x^a = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm} .$$

Vérification de cisaillement :

Charge répartie et $\rho > 0,4$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

$$V_y = 9.26 \text{ KN} \quad , \quad V_x = 7.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{6.12 \times 10^{-3}}{0.124 \times 1} = 0,058 < 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{9.26 \times 10^{-3}}{0,112 \times 1} = 0,083 < 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.27: Ferrailage du balcon sur trois appuis

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ² /ml)	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	24.22	5.96	6HA12=6.79 cm ²
	En appuis	-8.54	1.50	5HA8=2.51 cm ²
Sens y-y	En travée	13.36	3.57	5HA10=3.93cm ²
	En appuis	-8.54	1.50	5HA8=2.51 cm ²

III.4.1.3. Vérification à l'ELS :

Le BAEL exige pour des fissurations nuisibles de vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} & \text{BAEL (E III.2)} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\text{Fissuration nuisible: } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \quad \text{BAEL(A 4.5.33)}$$

$$\text{Avec : } \eta = 1.6 \text{ (acierHA)}, f_{ij} = 2.1 \text{MPa}$$

$$\text{D'ou : } \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

$$p_s = 8.85 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = 21.71 \text{KN.m} \\ M_y = 9.34 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 18.45 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 7.94 \text{KN.m} \\ M_y^a = M_x^a = -0.3 M_y = -6.51 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) \times y \quad \text{CBA (A 5.3.3)} \quad \text{avec : } I = \frac{b \times y^3}{3} + A_s \times 15 \times (d - y)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.28: contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	remarque
Suivant x-x travée	18.45	4.11	9313,7	10,70	15	Vérifiée
Suivant x-x Appui	-6.51	2.70	4264,5	5.41	15	Vérifiée
Suivant y-y travée	7.94	3.09	4883,3	8,45	15	Vérifiée
Suivant y-y appui	-6.51	2.70	3376,3	6,83	15	vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = 0.0806 \geq \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h}{L} = 0.0806 < \frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.085$$

Condition non vérifiée, donc ça nécessite une vérification à la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij} \quad \text{BAEL 99(Article B.6.5,2)}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{186}{500} = 0.372 \text{ cm}$$

$$y = 4.11 \text{ cm}$$

$$I = 9313,7 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

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

Evaluation des moments en travée

$$q_{jser} = 3.75 \text{ KN/m}^2 ; q_{gser} = 5.35 \text{ KN/m}^2 ; q_{pser} = (5.35 + 2.5) = 7.60 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} = \begin{cases} M_{ox}^j = 8.56 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 12.22 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 17,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel Socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.133 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.185 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.155 \text{ cm} < f_{adm} = 0.372 \text{ cm}$ Vérifiée

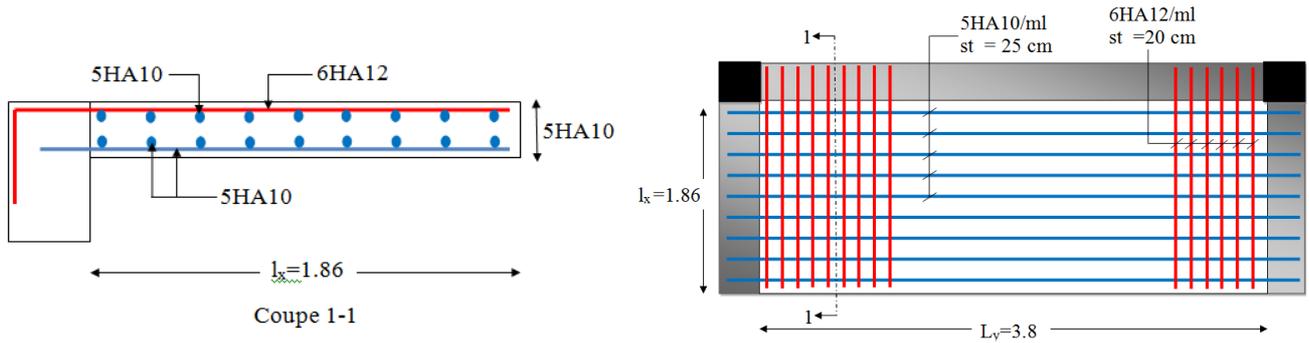


Figure III.7 : schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

III.4.2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires (D2)

III.4.2.1. Calcul du chargement :

$G = 5.35\text{KN/m}^2 ; Q = 3.5\text{KN/m}^2$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47\text{KN/m}^2 \\ q_s = 5.35 + 3.5 = 8.85\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

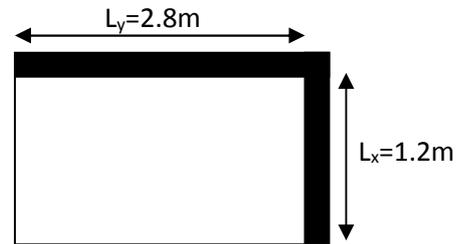


Figure III.8 : Schéma d'une dalle sur deux appuis

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{2.8} = 0.43 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail selon deux sens l_x et l_y

$\nu = 0$ et $\rho = 0.43$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

à l'ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$ à l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases}$

Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1062 \times 12.47 \times 1.2^2 = 1.91\text{KN.m/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 1.91 = 0.48\text{KN.m/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1062 \times 8.85 \times 1.2^2 = 1.35\text{KN.m/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 1.35 = 0.34\text{KN.m/ml} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travée $\begin{cases} M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 1.62\text{KN.m/ml} \\ M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 0.23\text{KN.m/ml} \\ M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 1.15\text{KN.m/ml} \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 0.29\text{KN.m/ml} \end{cases}$

En appuis $\begin{cases} M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3M_{0ser}^x = -0.35\text{KN.m/ml} \\ M_u^x = M_u^y = -0.3M_{0u}^x = -0.47\text{KN.m/ml} \end{cases}$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{12.47 \times 1.2}{3} = 4.99 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.16 \text{ KN}$$

III.4.2.2. Ferrailage

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

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens .

Tableau III.29: Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis(D2)

En travée				
	A calculé (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)(CNF)	A adopté (cm ² /ml)	St (cm)
Sens-x	0.39	1.45	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.055	1.45	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens x, sens y	0.12	1.45	4HA8=2.01	25

Vérification de l'espacement

Sens x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.104 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas d'armature}$$

transversale

III.4.2.3. Vérification à l'ELS

Le **BAEL** exige pour des fissurations nuisibles de vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\text{Fissuration nuisible : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right)$$

Avec : $\eta = 1.6$ (acier HA), $f_{ij} = 2.1 \text{ MPa}$

D'où : $\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} M_x^t = 1.35 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.34 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) \times y \quad \text{avec : } I = \frac{b \times y^3}{3} + A_s \times 15 \times (d - y)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.30: contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Suivant x-x travée	1.35	2.51	3341,7	1.01	15	Vérifiée
Suivant y-y travée	0.34	2.51	3242,4	0.26	15	Vérifiée
En appui	-0.35	2.51	3242,4	0.27	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\text{Sens x-x} \quad \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = 0.125$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.125$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.117$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 > \frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.117$$

$$\frac{2.01}{100 \times 13} = 0.00155 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Les 03 conditions sont vérifiées alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{280} = 0.054 < \frac{1}{16}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm \Rightarrow f_{adm} = \frac{280}{500} = 0.56 cm$

Propriété de la section :

$$y = 2.51 \text{ cm} ; I = 3242,4 \text{ cm}^4 ; E_I = 32164.2 \text{ Mpa} ; E_v = 10721.4 \text{ Mpa} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Evaluation des moments en travée

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN/m}^2 ; q_{gser} = 4.86 \text{ KN/m}^2 ; q_{pser} = (4.86 + 2.5) = 7.36 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1062 \times 3.5 \times 1.2^2 = 0.535 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1062 \times 4.86 \times 1.2^2 = 0.743 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1062 \times 7.36 \times 1.2^2 = 1.126 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 0.535 = 0.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 0.743 = 0.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 1.126 = 0.96 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.14 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.17 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.13 \text{ cm} < f_{adm} = 0.56 \text{ cm}$ vérifiée

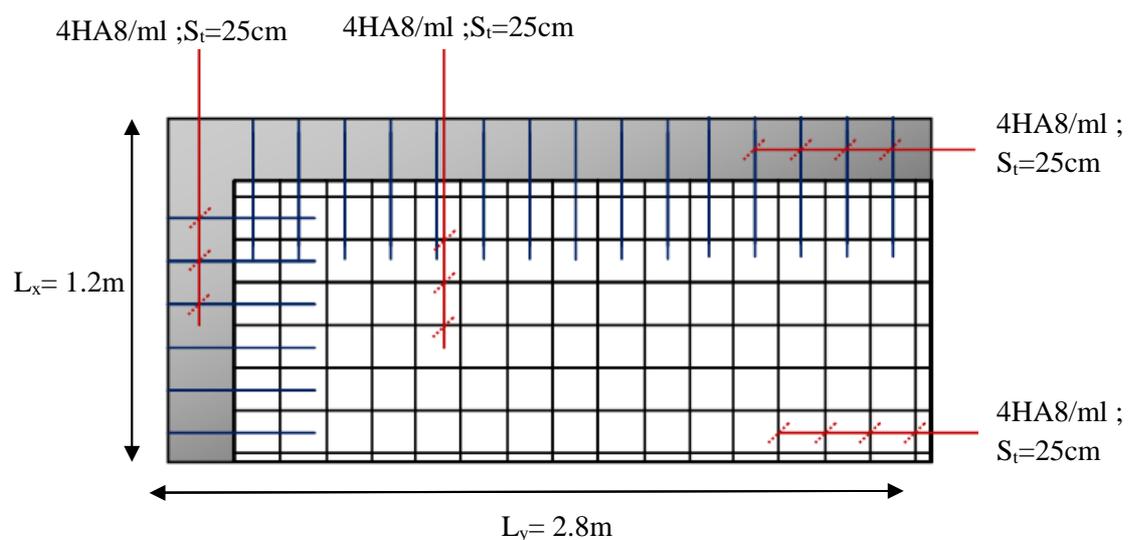
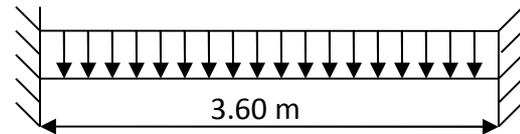


Figure. III.9: schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

III .6 : Calcul de la poutre palière :**III .6.1 : Calcul à la flexion :****III .6.1.1 : Pré dimensionnement :**

On doit vérifier les conditions de la flèche :



$$l = 3.2 + 0.4 = 3,6\text{m}$$

Figure III.17 : schéma statique de la poutre palière

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 0,24 \leq h \leq 0,36 \dots \dots \dots (I)$$

A. Vérification des conditions du RPA RPA 99 (Article 7.5.1) :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ h \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (II)$$

De (I) et (II) on prend : $h = 35 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$

B. Calcul des charges revenant à la poutre palière :

La poutre est soumise à :

- ✓ Son poids propre (P) : $P = 0,35 \times 0,3 \times 25 = 2,63 \text{ KN/m}$.
- ✓ Poids du cloisons extérieures : $P_c = 2,95 \times (3,06 - 0,3) = 7,85 \text{ KN/m}$
- ✓ La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (**Figure III .10**) :

$$L'Elu: R_B = 23,82 \text{ KN/m.}$$

$$L'Els: R_B = 17,11 \text{ KN/m.}$$

C. Calcul des sollicitations :**➤ A l'ELU :**

$$P_u = 1,35 \times (2,63 + 7,85) + 23,82 = 37,97 \text{ KN/m.}$$

La poutre étant encastree :

$$\text{travée: } M_{tu} = \frac{P_u \times L^2}{24} = 20,49 \text{ KN.m}$$

$$\text{appui: } M_{au} = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -40,98 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 68,34 \text{ KN}$$

➤ A l'ELS :

$$P_s = 17,11 + 2,63 + 7,85 = 27,59 \text{ KN/m.}$$

$$\text{travée: } M_{ts} = \frac{P_s \times L^2}{24} = 14.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{appui: } M_{as} = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -29.80 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 49.66 \text{ KN}$$

III .6.1.2 : Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple :

Tableau III.35. Calcul des armatures

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
En travée	20.49	0.0456	0.0584	0.317	1.86	2HA12=2.26
En appuis	40.98	0.913	0.120	0.309	3.81	3HA14=4.62

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.195 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}}$$

➤ Calcul armatures transversales :

On fixe $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.4 \times \frac{b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b(\tau - 0.3 \times f_{t28})S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.288 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2\text{HA } 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des armatures :

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

➤ Vérification a l'ELU

✓ Vérification au cisaillement :

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

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CBA .A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{67.83 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.69 \text{ Mpa} < 3.25 \text{ Mpa. pas risque de cisaillement.}$$

✓ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$V^{\max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}, \quad a = 0.9 \times d$$

$$\Rightarrow V^{\max} = 49.66 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN.}$$

III .6.1.3 : Vérification de la poutre palière à la torsion :

L'expérience montre que pour une section pleine, le noyau de cette dernière ne joue aucun rôle dans l'ELU de la torsion donc on considère une section creuse d'épaisseur fictive :



Figure. III.18. Schéma statique de la poutre palière

La section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé à mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$
- $\Omega = (b-e) \times (h-e) = 750 \text{ cm}^2$
- $U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 110 \text{ cm}$

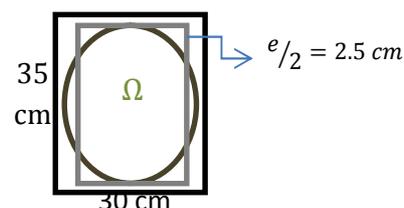


Figure III.19 : Section considérée dans le calcul de torsion.

M_{tor} : Calculé par la méthode d'RDM, ce moment engendré par les charges ramenées par le palier et la volée .

Donc Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier ;

$$M^{\text{torsion}} = M^a = -12.50 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ Armature longitudinale et transversale : } \frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_l \times f_e}{u \times \gamma_s} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega}$$

✓ Armature longitudinale :

$$A_l = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.50 \times 10^{-3} \times 110 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400}$$

$$A_l = 2.63 \text{ cm}^2$$

✓ Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.50 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400}$$

$$A_t = 0.479 \text{ cm}^2$$

➤ Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = 1.67 \text{ MPa. BAEL91 (Art A.5.4.21)}$$

Le tableau ci-dessous donne Les résultats calculés en flexion simple et en torsion.

Tableau III.36 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	20.49	40.98	12.50
Armature longitudinale (cm ²)	1.86	3.81	2.63
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.479
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.69		1.67

La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.37: Section d'armature en travée et aux appuis

	Flexion simple		Torsion	A _{Total}		A _{opté}	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm ²)	1.86	3.81	2.63	$1.86 + \frac{2.63}{2}$ = 3.18	$3.81 + \frac{2.63}{2}$ = 5.13	3HA12 = 3.39	5HA12 = 5.65
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.459	0.6+0.4539 = 1.059		$\phi_8 = 2.01\text{cm}^2$ 1 cadre ϕ_8 +1etrier ϕ_8 $S_t = 20\text{cm}$	

➤ **Exigence du RPA (Art 7.5.2.1)**

$$A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 9.04\text{cm}^2$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{\text{flexion}}^2 + \tau_{\text{tortion}}^2} = 1.81 \text{ MPa} \quad \text{BAEL99 (Art A.5.3)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau = 1.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

✓ **Etats limite d'ouvertures des fissures**

L'état de la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire

✓ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à sa contrainte admissible.

$$M_a^{\text{ser}} = 29.80 \text{ KN.m}$$

Tableau III.38 : Vérification des contraintes en appuis

Calculs	Vérifications
y = 0.09 m	$\sigma_b = 9.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 2.9338 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 9.16 \text{ MPa}$	

$$M_t^{ser} = 14.90 \text{ KN.m}$$

Tableau III.39 : Vérification des contraintes aux travées

Calculs	Vérifications
$y = 0.1153 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 5.8122 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.96 \text{ MPa}$	

✓ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le (BAEL99. B.6.5.1) la vérification de la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right] \leq 8\text{m} \dots \dots \dots (1) \\ A_s \leq \frac{4.2b \times d}{f_e} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

(1) $\Rightarrow h = 0.35 \text{ m} > 0.097 \text{ m}$.
 (2) $\Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 < 10.39 \text{ cm}^2$

Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.6.2.Schéma de ferrailage de la poutre palière :

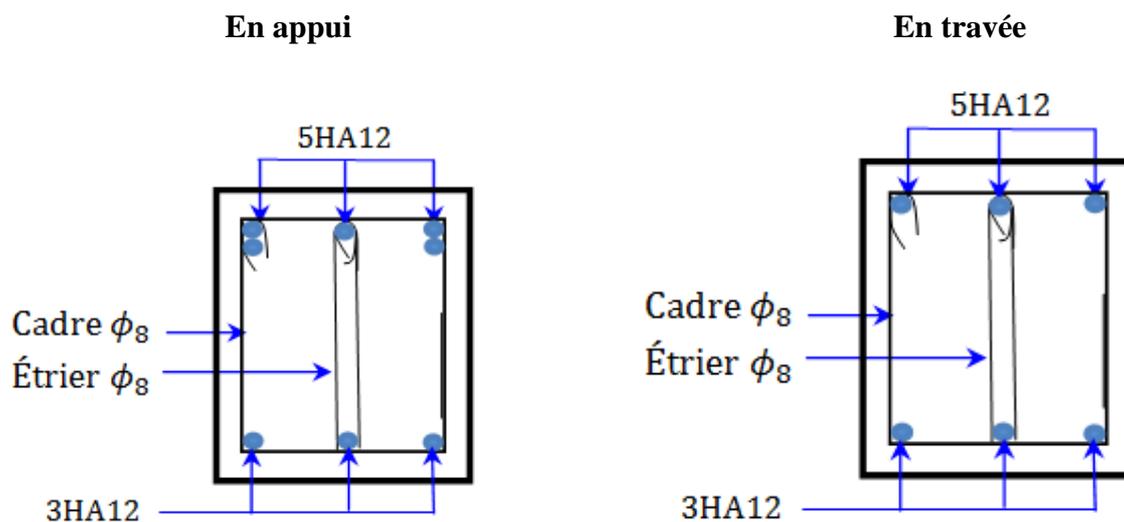


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7 : Étude de l'acrotère :

C'est un élément secondaire en béton armé, qui a pour rôle de sécuriser totalement la terrasse et d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher, soumis à sons poids propre (G), à une force latérale (Fp) due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.7.1 : Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

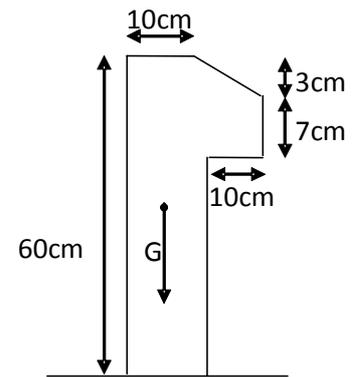


Figure III.21: Dimension de l'acrotère

III.7.2 : Evaluation des charges :

$W_p = 2.07 \text{ KN/ml}$

$Q = 1 \text{ KN.}$

La force sismique :

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

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$ RPA 99 (Art 6.2.3)

A : Coefficient d'accélération de zone. RPA99 (Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontal. RPA99 (Tableau 6.1)

W_p : Poids de l'acrotère.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia). $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.07 \text{ KN / ml.} \end{array} \right.$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.07 \Rightarrow F_p = 0.99 \text{ KN}$

On doit vérifier la condition suivante $F_p = 0.99 < 1.5 Q = 1.5 \Rightarrow$ vérifiée

III.7.3 : Calcul des sollicitations :

- L'acrotère est sollicité par :
- ✓ Efforts normaux :

Un effort normal dû à son poids propre G

- ✓ Moments engendrés par les efforts :

Un effort normal dû à la surcharge Q

Un effort dû à l'action sismique F_p

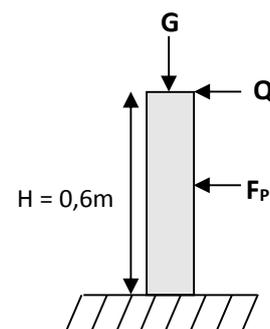


Figure III.22 : Les Sollicitations sur l'acrotère

A : Calcul du centre de pression :

$$X_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, \quad Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}, \quad \sum A_i = S$$

$S = 0.0685 \text{ m}^2$

$X_G = 0,062 \text{ m}$

$Y_G = 0,33 \text{ m}$

B : Moment engendré par les efforts :**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 0.99 \times 0.33 = 0.33 \text{ KN.m}$$

➤ **Combinaison d'action :****Tableau III.40.** Les différentes combinaisons d'actions

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	3.4	4.30	3.57
M (KN .m)	0.93	0.9	0.6

III.7.4 : Calcul du Ferrailage :

Le ferrailage sera calculé à l'ELU puis vérifié à l'ELS :

a) Calcul à l'ELU :✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.93}{3.4} = 0.27 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée \Rightarrow le ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

✓ Les éléments soumis à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

✓ L'excentricité de calcul « e » sans tenir compte de l'effet du second ordre e_1 est :

$$e = e_0 + e_a$$

Avec :

$$e_0 : \text{excentricité structurelle (dite de premier ordre)} \Rightarrow e_0 = 0.27 \text{ m}$$

$e_a =$ excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.27 + 0.02 = 0.29 \text{ m}$$

✓ Vérification de la condition en tenant compte de l'effet du second ordre e_1 due à la déformation de la structure.

On doit vérifier que : $\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_0}{h_0}\right)$

Avec :

l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2$ m

h_0 : Hauteur de la section $\Rightarrow h_0 = 10$ cm

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20 \cdot e_0}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0,1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0,27}{0,1}\right) = 54$$

\Rightarrow La condition est vérifiée, donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_1 .

$$e_1 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

$$e_1 = \frac{3 \times 1,2^2}{0,1 \times 10^4} (2 + 0) = 0,009$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0,27 + 0,02 + 0,009 = 0,30 \text{ m}$$

\rightarrow Les sollicitations corrigées sont :

$$N_u = 3,4 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e = 3,4 \times 0,3 = 1,02 \text{ KN.m}$$

➤ Données :

$$h = 0,10 \text{ m} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,08 \text{ m} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$N_u = 4,30 \text{ KN} \quad M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

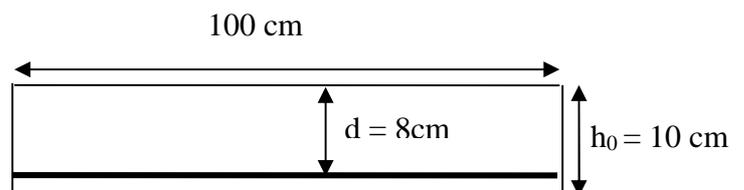


Figure III.23. Section de l'acrotère.

→ Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.02}{3.4} = 0.3 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.30 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression } c \text{ se trouve à l'extérieur}$$

du noyau central \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC). Donc, le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_{ua}).

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times r, \quad r = \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Avec :

r : est la distance entre le centre de gravité et la position des armatures.

$$M_{ua} = 1.02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < 0.186$$

Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\text{Pivot A : } \xi = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.014$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.076 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.02 \times 10^{-3}}{348 \times 0.076} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{3.4 \times 10^{-3}}{348} = 0.389 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA8 = 2,01 cm²

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 T8 = 2.01 cm²

✓ **Espacement :**

- Armature principale : $S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$; soit $S_t = 30 \text{ cm}$
- Armature de répartition : $S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2$; soit $S_t = 20 \text{ cm}$
- Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0.99 + 1 \Rightarrow V_u = 1.99 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.025 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

• **Vérification de l'adhérence :** $\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$ **RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 1.99 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.274 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

b) Vérification à l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier

2. Contrainte limite du béton

✓ **Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{3.57} = 0.168 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$c = e_G - e_y \quad c = 0.168 - 0.05 = 0.118 \text{ m} \Rightarrow (C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_{ser} = y_c - c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \times \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$p = -3 \times 0.118^2 + (0.08 + 0.118) \times \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.0382 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.118)^3 - (0.08 + 0.118)^2 \times \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.0026 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.042 y_c + 0.005 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$+c \leq y_c \leq h + c \Rightarrow 0.118 \leq y_c \leq 0.218$$

$$y_c = 0.14 \text{ m}$$

$$y = 0.14 - 0.118 = 0.022 \text{ m}$$

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

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.022^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.022) = 6.71 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.57 \times 10^{-3} \times 0.022}{6.71 \times 10^{-5}} = 1.17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 150 \times 1.6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.57 \times 10^{-3}}{6.71 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.022) = 46.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

III.7.5 : Schéma de Ferrailage :

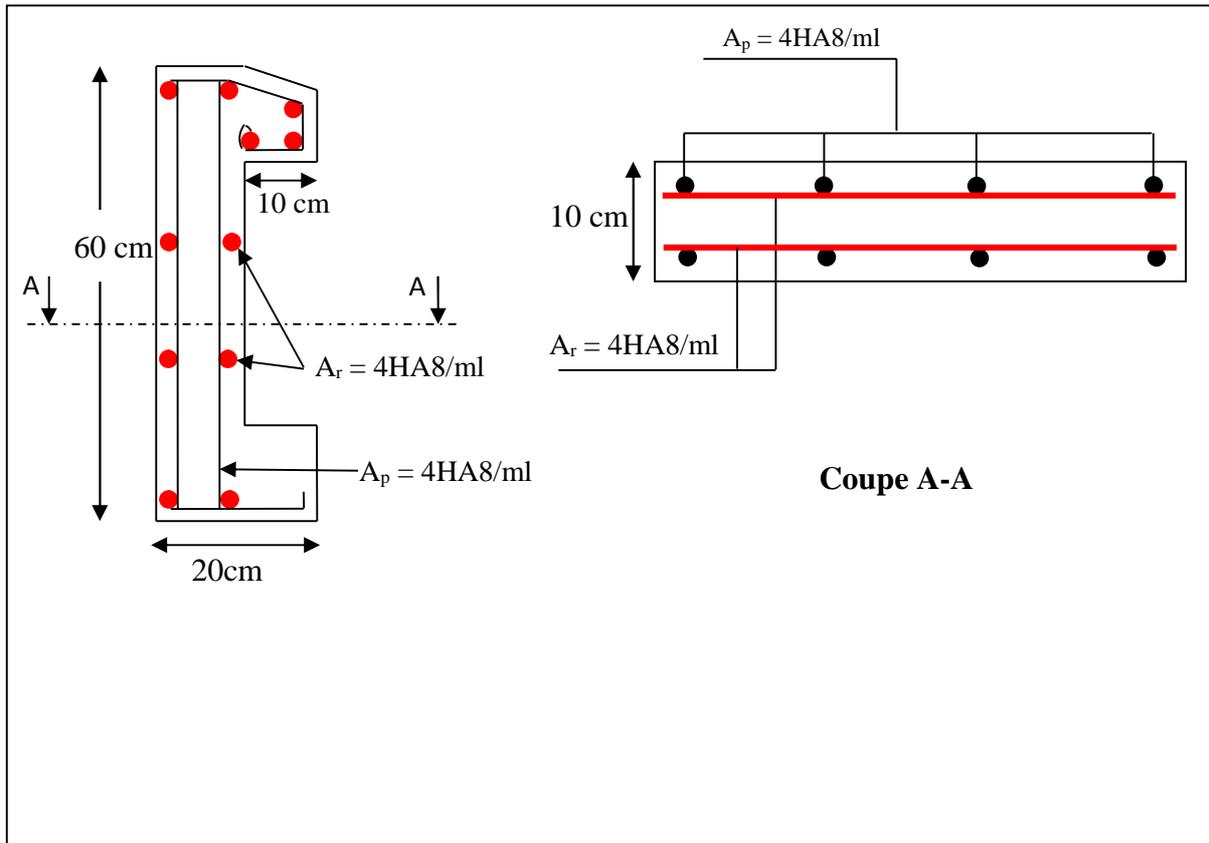


Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que notre projet est situé dans une zone de moyenne sismicité, cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permet de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel de calcul utilisé est le SAP2000.V.14 .

IV.1.Méthodes de calcul:

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.2. Méthode statique équivalente:

A) Principe : Selon **RPA99.V2003Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

B) Condition d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99. V2003 (article 4.1.2)**.

Notre structure présente une irrégularité en plan, alors cette méthode n'est pas applicable.

C) Calcul de la force sismique totale : La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad \dots\dots\dots \text{RPA99.V2003Art (4.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2 (H=30.6 < 48m).

Zone sismique : IIa $\Rightarrow A = 0,15$.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte voiles /portiques avec interaction $\Rightarrow R = 5$).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule $Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots\dots\dots \text{RPA 99. V2003 (Formule 4-4)}$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99.V2003**).

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

Conditions	Observations	pénalités
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	Non observés	0,05
2. Redondance en plan	observé	0
3. Régularité en plan	Non observé	0,05
4. Régularité en élévation	observé	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	Non observé	0.05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	Non observé	0.1

Donc $Q_x = Q_y = 1.25$.

W : Poids total de la structure : $W = \sum_1^{10} W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : poids dus aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$$\beta = 0.2 \rightarrow \text{usage d'habitation et service.}$$

Le poids total de la structure :

$$W = 39107.46 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots\text{SAP 2000 v14}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99. V2003 (Art 4.2.3)}$$

Avec T_1 ; T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site qui sont données par le **Tableau 4.7 (RPA99/version 2003)**.

D) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_{1\text{calc}} = C_T \times (h_N)^{3/4} \quad \text{RPA 99. V2003 (Art .4.2.4).}$$

$$T_{2\text{calc}} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{R PA 99. V2003 (Formule 4-7)}$$

$h_N = 30.6 \text{ m}$: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{RPA99.V2003 (tableau 4.6)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{Sens(x) : } D_x = 23.6 \text{ m}$$

$$\text{Sens(y) : } D_y = 14.90 \text{ m}$$

$$T = \min \begin{cases} T_{1\text{calc}} = 0.05 \times (30.6)^{3/4} = 0.651 \text{ s} \\ T_{2\text{calc}} = \begin{cases} T_x = 0.09 \times \frac{30.6}{\sqrt{23.6}} = 0.567 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \times \frac{30.6}{\sqrt{14.90}} = 0.713 \text{ s} \end{cases} \end{cases}$$

$$T = \min (T_{1\text{calc}} ; T_{2\text{calc}})$$

$$\text{Soit : } T_x = 0.567 \text{ s et } T_y = 0.651 \text{ s.}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.567 = 0.737 \text{ sec} \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.651 = 0.846 \text{ sec} \end{cases}$$

• **Valeur de T_1 et T_2 :**

D'après le rapport du sol, le site destiné pour la réalisation de notre projet est de classe S3

$$(\text{Sol meuble}) \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99.V2003 tableau (4-7)}$$

η : Facture de correction d'amortissement donnée par ma formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{RPA 99.V2003 (Art 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages; voir **Tableau 4.2 (RPA99/2003)**

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$.

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 \geq 0.7$$

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3.0\text{s} \\ T_2 < T_y < 3.0\text{s} \end{cases} \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \text{RPA 99.V2003 (Art 4.2.3)}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.7260}\right)^{2/3} = 1.579 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.8397}\right)^{2/3} = 1.433 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.579 \times 1.25}{5} \times 39107.46 = 2315.65 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.433 \times 1.25}{5} \times 39107.46 = 2101.53 \text{ KN}$$

IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale:

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

A) principe :

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

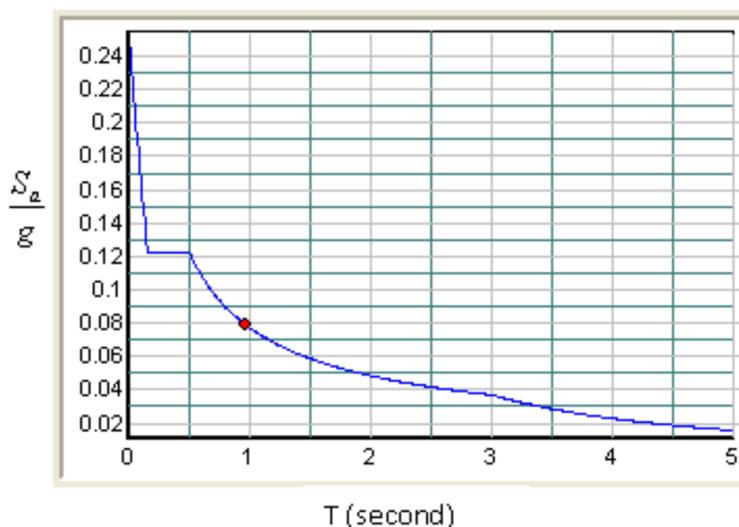


Figure IV.1 : Spectre de calcul.

B) Les hypothèses :

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.4. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode de vibration et répondre favorablement aux conditions du **RPA99 /2003**

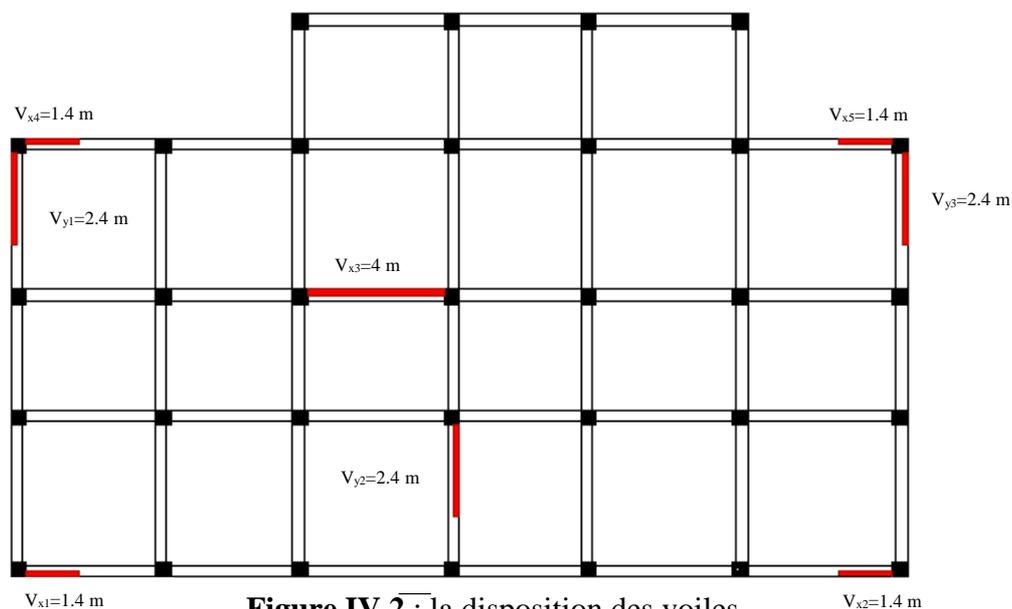


Figure IV.2 : la disposition des voiles

➤ **Présentation des trois premiers modes :**

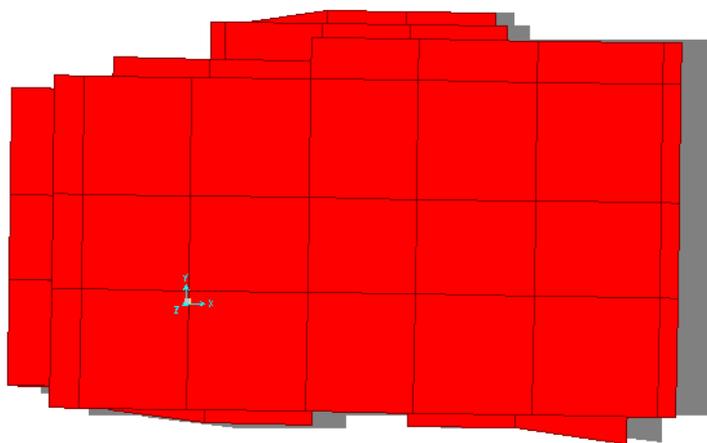


Figure IV.3: MODE 2 (translation suivant l'axe XX).

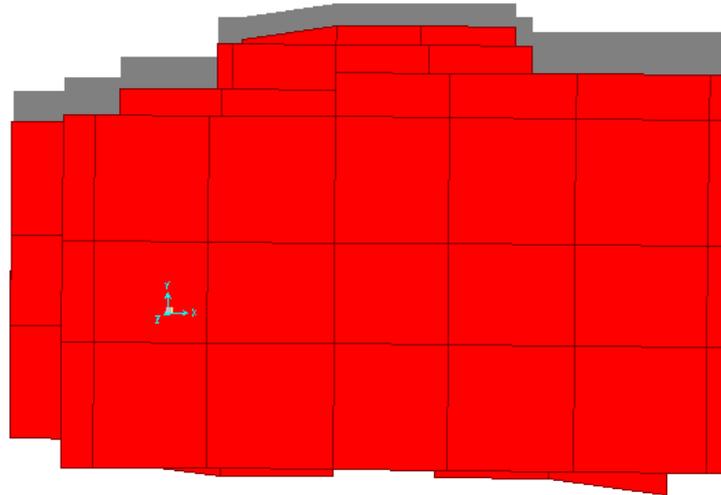


Figure IV.4: MODE 1 (translation suivant l'axe YY).

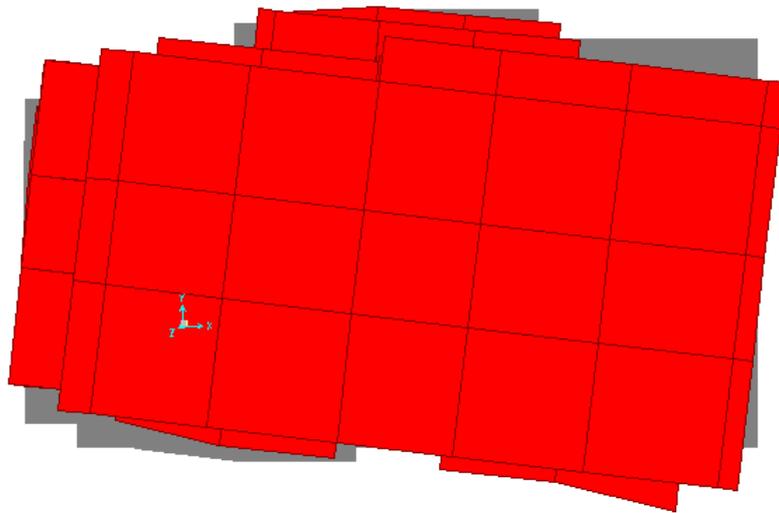


Figure IV.5: MODE 3 (rotation autour de l'axe Z).

IV.5. Interprétation des résultats : de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14

✓ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le **RPA99.V2003** doit être supérieur à 90%.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode.

Tableau IV.2 : la participation massique pour chaque mode.

Mode	Period	Individuel mode		Cumulativ mode	
		UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
MODE 1	0.838627	0.00100	0.73719	0.00100	0.73719
MODE 2	0.724855	0.72325	0.00154	0.72425	0.73873
MODE 3	0.563892	0.01254	0.00253	0.73679	0.74126
MODE 4	0.265765	0.00005	0.12529	0.73684	0.86655
MODE 5	0.224369	0.13006	0.00014	0.86690	0.86669
MODE 6	0.190391	0.00522	0.00119	0.87212	0.86787
MODE 7	0.139391	0.00000	0.05188	0.87212	0.91975
MODE 8	0.119326	0.04786	0.00001	0.91998	0.91976
MODE 9	0.106264	0.00405	0.00017	0.92403	0.91994
MODE 10	0.090656	0.00002	0.02642	0.92406	0.94636
MODE 11	0.084058	0.00001	0.00008	0.92406	0.94643
MODE 12	0.079671	0.02198	0.00028	0.94604	0.94672

✓ **Analyse des résultats :**

On constate que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du **RPA 99.V2003** majorée de 30 %

$$T_y = 0.838627 \text{ s} \leq T_{sy} = 0.846 \text{ s.}$$

$$T_x = 0.724855 \text{ s} \leq T_{sx} = 0.737 \text{ s.}$$

IV.6. Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont obtenus par le logiciel SAP2000 v14.

Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

Niveaux	Charge reprise		pourcentage repris	
	portiques	voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
E-S 4	35986.534	7027.319	83.662661	16.337339
E-S 3	32111.983	6397.386	83.387456	16.612544
E-S 2	28261.973	5742.913	83.111506	16.888494
E-S 1	24064.719	5328.023	81.872998	18.127002
RDC	20292.467	4669.63	81.293118	18.706882
1 étage	16557.399	3862.637	81.084083	18.915917
2 étage	12725.689	3105.445	80.383938	19.616062
3 étage	9094.454	2273.371	80.001707	19.998293
4 étage	5651.048	1413.901	79.987103	20.012897
5 étage	2614.365	571.198	82.069166	17.930834

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages (tous les portiques reprennent plus de 80% des charges verticales). sauf au 4^{ème} étage avec un écart de 0.013 .

• **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont obtenus par le logiciel **SAP2000**.

Tableau IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.

Niveaux	SENS X-X				SENS Y-Y			
	Charge reprise		pourcentage repris (%)		Charge reprise		pourcentage repris (%)	
	portiques	voiles	Portiques	Voiles	portiques	voiles	Portiques	Voiles
E-S 4	998.742	1237.458	44.662463	55.337537	1052.865	1020.268	50.786177	49.213823
E-S 3	851.439	1346.741	38.733816	61.266184	1063.422	974.623	52.178534	47.821466
E-S 2	992.191	1114.832	47.089709	52.910291	1249.878	702.389	64.021878	35.978122
E-S 1	916.778	1056.905	46.450114	53.549886	1123.218	703.267	61.496152	38.503848
RDC	938.851	866.647	51.999559	48.000441	1110.042	557.746	66.55774	33.44226
1 étage	893.461	697.753	56.149644	43.850356	1044.145	424.814	71.080609	28.919391
2 étage	776.556	562.465	57.994311	42.005689	812.344	426.434	65.576237	34.423763

3 étage	685.774	369.894	64.961143	35.038857	727.204	252.833	74.201688	25.798312
4 étage	549.51	209.402	72.407605	27.592395	547.518	154.1	78.036481	21.963519
5 étage	377.375	93.541	80.136373	19.863627	335.092	83.507	80.050836	19.949164

✓ **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portiques-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages (tous les portiques reprennent plus de 25% des charges horizontales) sauf au 4^{ème} étage avec un écart de 3.036 % selon y-y et au 5^{ème} étage avec un écart de 5.136 % selon x-x et 5.05 % selon y-y.

IV.7. Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA 99.V2003 (Article 7.4.3.1)}$$

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par **SAP2000**.

B_c : L'aire brute du poteau.

N_b : lors de modélisation, la section des poteaux a été augmentée.

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveaux	Section (m ²)	N_d (KN)	B_c (m ²)	v	Observation
E-S 4	0.55×0.55	1538.66	0.3025	0.2034592	Vérifiée
E-S 3	0.55×0.55	1377.674	0.3025	0.1821718	Vérifiée
E-S 2	0.55×0.55	1216.444	0.3025	0.1608521	Vérifiée
E-S 1	0.50×0.50	1059.136	0.2500	0.1694618	Vérifiée
RDC	0.50×0.50	904.165	0.2500	0.1446664	Vérifiée
1 étage	0.50×0.50	750.141	0.2500	0.1200226	Vérifiée
2 étage	0.45×0.50	600.419	0.2250	0.1067412	Vérifiée
3 étage	0.45×0.50	450.384	0.2250	0.0800683	Vérifiée
4 étage	0.45×0.50	301.191	0.2250	0.0535451	Vérifiée
5 étage	0.45×0.40	164.648	0.1800	0.0365884	Vérifiée

NB : Il est à noter que les sections des différents poteaux ont été revues à la hausse pour que l'interaction soit vérifiée.

IV.8. Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99.V2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i ; R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1} \dots\dots\dots \text{RPA.V2003 (Formule 4 -19)}$$

$$\Delta_k < 1\% \times h_K \dots\dots\dots \text{RPA99.V2003 (Art. 5.10)}$$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements suivant X_X

Niveaux	Sens X - X					
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)
E-S 4	0.0007336	0.003667995	0	0.003667995	3.06	0.001198691
E-S 3	0.0020910	0.01045496	0.003667995	0.006786965	3.06	0.002217962
E-S 2	0.0037139	0.018569515	0.01045496	0.008114555	3.06	0.002651815
E-S 1	0.00549576	0.02747881	0.018569515	0.008909295	3.06	0.002911534
RDC	0.00728449	0.03642243	0.02747881	0.00894362	3.06	0.002922752
1 étage	0.00899013	0.044950665	0.03642243	0.008528235	3.06	0.002787005
2 étage	0.01056228	0.05281142	0.044950665	0.007860755	3.06	0.002568874
3 étage	0.01194913	0.059745635	0.05281142	0.006934215	3.06	0.002266083
4 étage	0.01314932	0.06574659	0.059745635	0.006000955	3.06	0.001961096
5 étage	0.01412611	0.070630525	0.06574659	0.004883935	3.06	0.001596057

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements suivant Y_Y.

Niveaux	Sens Y - Y					
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)
E-S 4	0.00091256	0.004562785	0	0.004562785	3.06	0.001491106
E-S 3	0.00266142	0.01330709	0.004562785	0.008744305	3.06	0.002857616
E-S 2	0.00476585	0.023829235	0.01330709	0.010522145	3.06	0.003438609
E-S 1	0.00706442	0.035322095	0.023829235	0.01149286	3.06	0.003755837
RDC	0.00933153	0.046657655	0.035322095	0.01133556	3.06	0.003704431
1 étage	0.01145668	0.05728338	0.046657655	0.010625725	3.06	0.003472459
2 étage	0.01341666	0.067083315	0.05728338	0.009799935	3.06	0.003202593
3 étage	0.01511733	0.075586665	0.067083315	0.00850335	3.06	0.002778873
4 étage	0.0165910	0.082955075	0.075586665	0.00736841	3.06	0.002407977
5 étage	0.01790075	0.089503735	0.082955075	0.00654866	3.06	0.002140085

✓ **Analyse des résultats :**

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

IV.9. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ

L’effet P-Δ (effet de second ordre) est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1 \quad \text{RPA99.V2003 (Article 5.9)}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau

« K » ; avec : $P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{qi})$ **RPA99.V2003 (Art 5.9)**

V_K : Effort tranchant d’étage au niveau « K ».

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K – 1 ».

h_K : Hauteur d’étage K

- Si : $0.1 < \theta_K < 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$.
- Si : $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

Tableau IV.8 : Vérification de l’effet P-Δ.

Niveaux	hk (m)	Pk (KN)	Sens X-X			Sens Y- Y		
			Δk (m)	Vk (KN)	θk	Δk (m)	Vk (KN)	θk
E-S 4	3.06	43013.853	0.0036680	2236.200	0.0230571	0.0045628	2073.133	0.0309378
E-S 3	3.06	38509.369	0.0067870	2198.180	0.0388559	0.0087443	2038.045	0.0539954
E-S 2	3.06	34004.886	0.0081146	2107.023	0.0427972	0.0105221	1952.267	0.0598942
E-S 1	3.06	29392.742	0.0089093	1973.683	0.0433595	0.0114929	1826.485	0.0604409
RDC	3.06	24962.097	0.0089436	1805.498	0.0404088	0.0113356	1667.788	0.0554449
1 étage	3.06	20420.036	0.0085282	1591.214	0.0357656	0.0106257	1468.959	0.0482707
2 étage	3.06	15831.134	0.0078608	1339.021	0.0303716	0.0097999	1238.778	0.0409280
3 étage	3.06	11367.825	0.0069342	1055.668	0.024402	0.0085033	980.037	0.0322332
4 étage	3.06	7064.949	0.0060010	758.912	0.0182565	0.0073684	701.618	0.0242471
5 étage	3.06	3185.563	0.0048839	470.916	0.0107967	0.0065487	418.599	0.0162862

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque, d'après les résultats obtenus que $\theta_K < 0.1$ dans tous les niveaux, d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'Article 4.3.6 du **RPA99.Version2003**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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_{st} .

Tableau IV.9 : vérification de la résultante des forces.

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}
Sens x-x	2315.651	2235.759	0.9654991
Sens y-y	2101.537	2072.648	0.9862534

✓ **Analyse des résultats :**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 80 \% \Rightarrow 0.80 \text{ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.}$$

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Conclusion

Après avoir modélisé la structure on a pu opter pour des voiles de 15 cm d'épaisseur, ainsi que, les dimensions des poteaux et des poutres principales et secondaire sont acceptables et vérifient les conditions du RPA99.V2003, (pour avoir des translations dans les deux premiers modes, le taux de participation massique et l'effet P- Δ).

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces : Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même que l'uniformité de la structure en élévation ; en effet, symétrie et uniformité évite l'apparition de zones critiques, et la concentration de contraintes.

Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailles) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.1 : Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V15 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- 1) $1.35 G + 1.5 Q$(1)
- 2) $G + Q$(2)
- 3) $G + Q + E$(3)
- 4) $G+Q-E$(4)
- 5) $0.8 G +E$(5)
- 6) $0.8G-E$(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

- Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$
- Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
- Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$

V.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :**a) Les armatures longitudinales:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
- Le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

h_e : hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

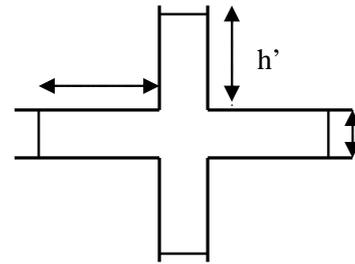


Figure. V.1 : Zone nodale.

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
E-S 4,3 et 2	55 × 55	24.2	121	181.5
E-S 1+RDC+1 ^{er} étage	50 × 50	20	100	150
2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	45 × 50	18	90	135
5 ^{eme} étage	40 × 45	14.4	72	108

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots \text{RPA (Article 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ;

il est pris égal à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec } l_f : \text{ longueur de flambement du poteau.}$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000V14, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	Comb	M _{max} , N _{corr}		Comb	N _{max} , M _{corr}		Comb	N _{min} , M _{corr}	
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
E-S 4,3 et 2	3	120.36	495.51	1	2106.44	2.29	5	18.21	17.14
E-S 1+RDC+1 ^{er} étage	3	108.31	423.77	1	1449.64	2.52	5	41.56	7.82
2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	3	92.95	492.85	1	821.43	5.78	5	12.64	27.79
5 ^{eme} étage	3	131.85	66.98	1	222.76	9.81	5	3.21	15.97

V.1.3.Ferrailage :**a) Armatures longitudinales :**

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Armatures longitudinale dans les poteaux .

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²) (Socotec)	A _{cal} (cm ²) (Sap 2000)	A adoptée (cm ²)
E-S 4,3 et 2	55 × 55	24.20	0.67	30.25	4HA20 + 8HA16 = 26.86
E-S 1+RDC+1 ^{er} étage	50 × 50	20.00	1.07	25.00	4HA16 + 8 HA14 = 20.36
2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	45 × 50	18.00	1.50	22.50	12HA14 = 18.47
5 ^{eme} étage	40 × 45	14.40	8.63	18.00	10HA14 = 15.40

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux .

Niveaux	E-S 4,3 et 2	E-S 1 + RDC+1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	55 × 55	50 × 50	45 × 50	40 × 45
ϕ_l^{max} (cm)	2	1.6	1.4	1.4
ϕ_l^{min} (cm)	1.6	1.4	1.4	1.4
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.89	4.28	4.76	5.36
V _u (KN)	127.38	69.20	59.64	41.46
l_r (cm)	80	80	80	80
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10
S _t (zone Courante) (cm)	15	15	15	15
A _t ^{calcul} (cm ²)	3.25	1.82	1.56	0.81
A _t ^{min} (cm ²) zone courante	4.65	2.9	2.71	2.84
A _t ^{min} (cm ²) zone nodale	3.89	2.88	2.26	2.03
N ^{bre} de cadres	6HA10=4.71	6HA8=3.01	6HA8=3.01	6HA8=3.01

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons , $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$.

a) Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le **BAEL91** (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) .

D'après le **CBA93** on doit vérifier que :

$$h = 2.12m \text{ et } N_{\max} = 2484.887 \text{ KN.}$$

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]. \quad \text{CBA93 (Art : B.8.2.1)}$$

Tel que :

α : Coefficient qui est fonction de l'élanement λ_g .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots \text{Si } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \dots\dots\dots \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h}{12}$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 2.142 \text{ m}$)

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12 \times b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.55^2}{12}}$$

$$\Rightarrow i = 0.118 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{0.118} = 18.19$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.19}{35}\right)^2} = 0.806, \quad B_r = (a - 2)(b - 2) = (55 - 2)(55 - 2) = 0.2809 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.806 \times \left[\frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 0.002686 \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_u = 4.948 \text{ MN}$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant .

Tableau V.5 : Justification de l’effort normal ultime et l’effort normal maximum .

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	λ	α	As (m ²)	B _r (m ²)	N _u (MN)	N _{max} (MN)
E-S 4,3 et 2	55 × 55	3.06	2.142	0.118	18.19	0.806	0.00268	0.2809	4.948	2.106
E-S 1+RDC+1er étage	50 × 50	3.06	2.142	0.102	20.99	0.793	0.00203	0.2304	3.945	1.449
2eme,3eme et 4eme étage	45 × 50	3.06	2.142	0.102	20.99	0.793	0.00184	0.2064	3.540	0.821
5eme étage	40 × 45	3.06	2.142	0.087	24.58	0.774	0.00154	0.1634	2.756	0.223

Commentaire : On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n’y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

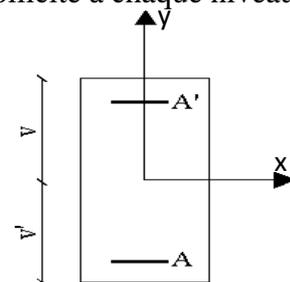


Figure V.2 : Section d’un poteau.

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton .

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v cm	v' cm	I _{gg} m ⁴	N _{ser} KN	M _{ser} KN.m	σ ₁ Mpa	σ ₁ Mpa	Obs
E-S 4,3 et 2	55 × 55	51	26.86	30.09	24.91	0.00935	1538.63	35.25	6.22	15	Vérifiée
E-S 1 + RDC + 1er étage	50 × 50	46	20.36	27.18	22.82	0.0063	1059.13	31.84	5.61	15	Vérifiée
2eme,3eme et 4eme étage	45 × 50	41	18.47	24.67	20.33	0.00421	600.47	43.86	5.24	15	Vérifiée
5eme étage	40 × 45	36	15.4	24.55	20.45	0.0037	136.3	35.29	3.10	15	Vérifiée

Commentaire : On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

- c) **Vérification aux des sollicitations tangentes** : Selon le **RPA99/2003** (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} : \text{ La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton .}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentés.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
E-S 4,3 et 2	55 × 55	2.142	3.89	0.04	53	127.38	0.4369811	1
E-S 1+ RDC+1er étage	50 × 50	2.142	4.28	0.04	48	69.2	0.2883333	1
2eme,3eme et 4eme étage	45 × 50	2.142	4.76	0.04	43	59.64	0.3082171	1
5eme étage	40 × 45	2.142	5.36	0.075	38	41.46	0.2727632	1.875

Commentaire : Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Dispositions constructives :

- **Longueur des crochets :**

$$L=10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm} , L=10 \times \phi_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (45 cm).

Niveau -4 jusqu'à 9 : $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

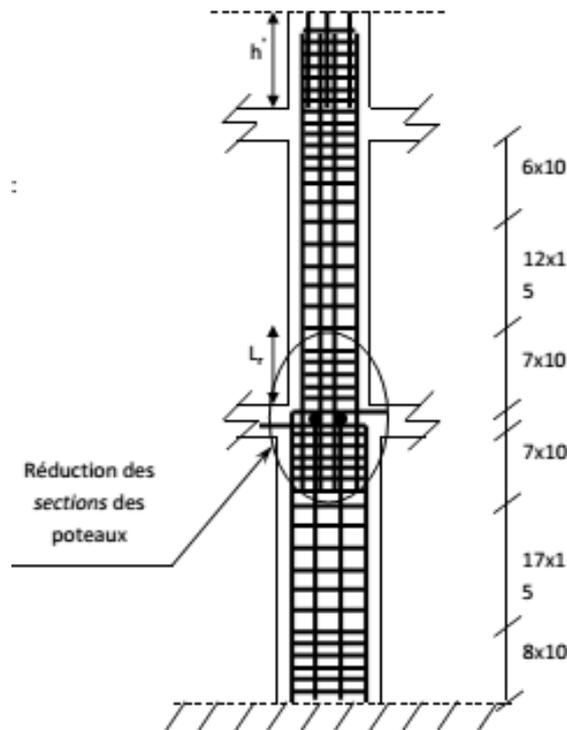
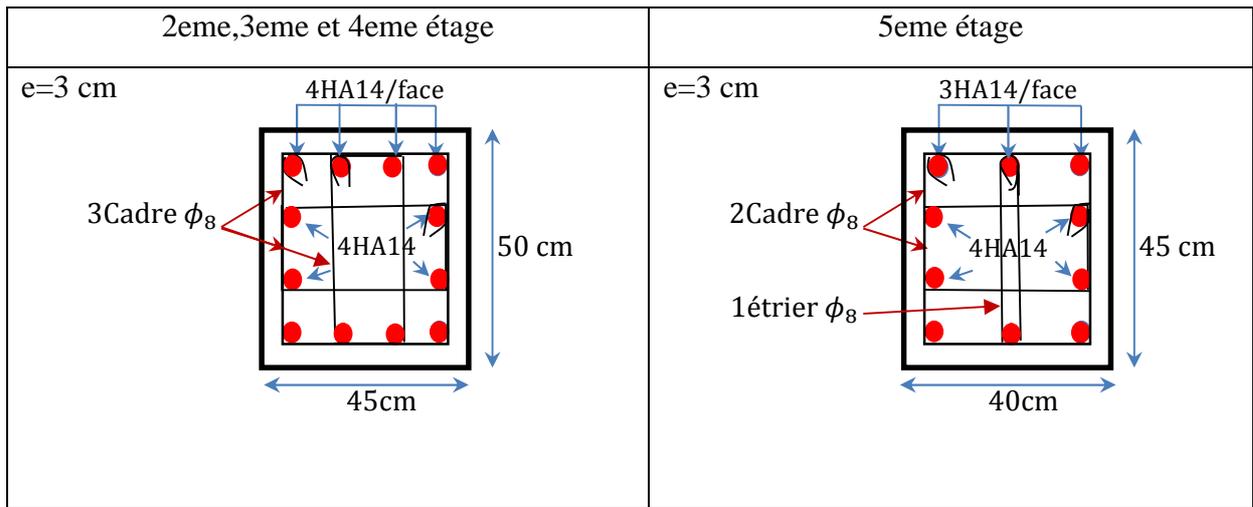


Figure V.3 : Dispositions des armatures des poteaux.

V.1.6. Schémas de ferrailage :

Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux.

E-S 4,3 et 2	E-S 1+ RDC+1er étage
<p>e=3 cm</p> <p>2HA20/face</p> <p>8HA16</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>2HA16/face</p> <p>8HA14</p> <p>3Cadre ϕ_8</p> <p>50 cm</p> <p>50 cm</p>



V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. 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 constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/2003* suivantes :

- 1) $1.35 G + 1.5 Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + E$ RPA99/2003 (article 5.2)
- 4) $G + Q - E$
- 5) $0.8 G + E$
- 6) $0.8 G - E$

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :

A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et : } \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003 (article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :**❖ Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (article 7.4.2.1)**

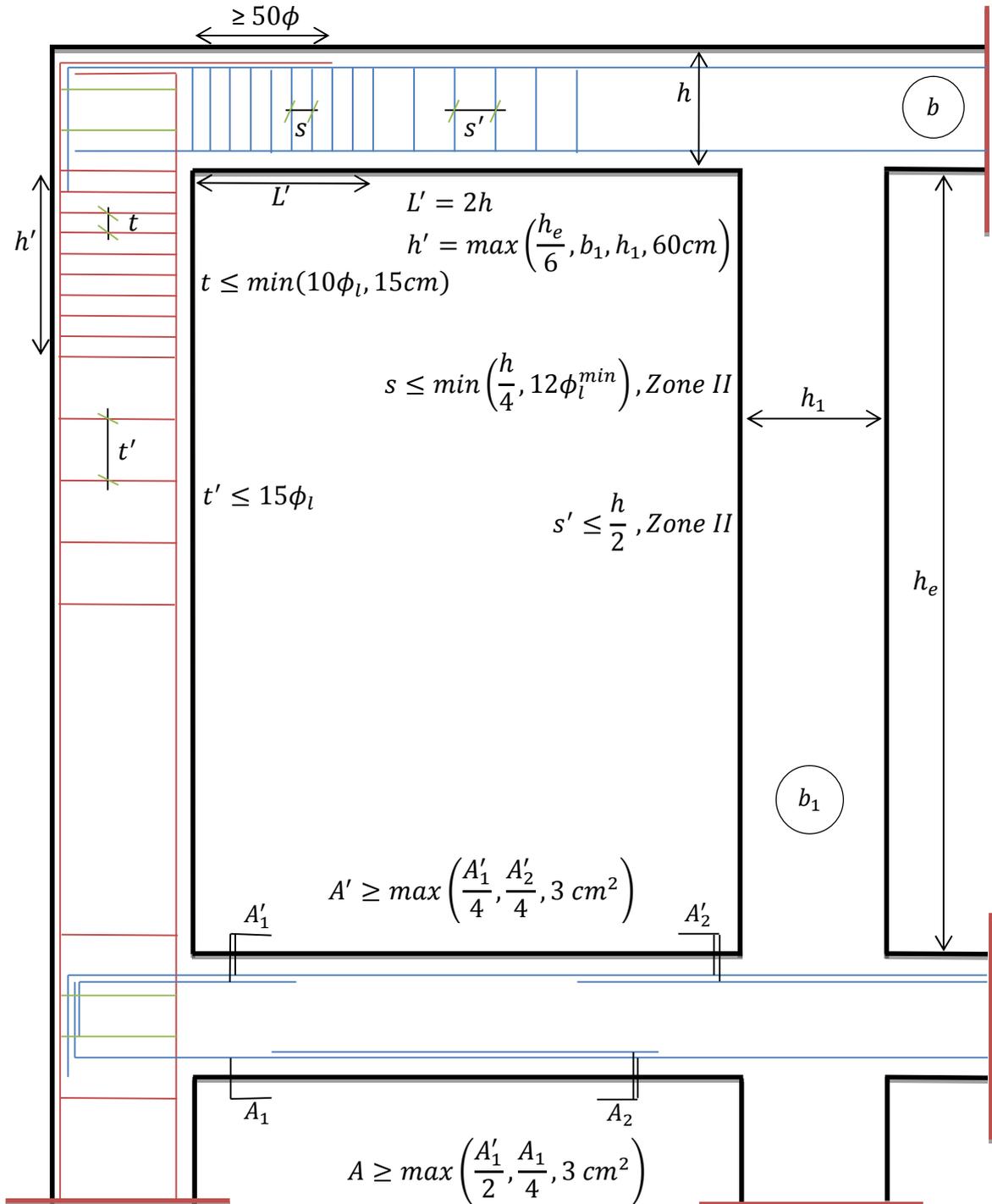
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{min} = 0.5\% b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - ✓ 40ϕ En zone II_a.
 - ✓ avec ϕ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la Figure V.4, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

❖ Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right), \text{ Zone nodale (Zone IIa)}, S \leq \frac{h}{2}, \text{ Zone courante (Zone IIa)}.$$
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2 U superposés (avec alternation dans l'orientation)

- Recommandation du **RPA99/2003** (Art 7.5.1)

Figure V.4 : Dispositions constructives des portiques

V.2.2.Ferrailage des poutres :**V.2.2 .1. Sollicitation de calculs :**

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres .

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	V(KN)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	V(KN)
E-S 4,3,2 et 1	56.71	29.4	85.94	38.2	16.25	57.04
RDC+ étages Habitations	69.23	28.51	91.75	44.41	16.22	60.58
Terrasse accessible	60.58	25.15	82.95	33.90	19.56	17.74
Terrasse inaccessible	69.11	31.73	94.80	26.62	9.27	15.94

V.2.2.2 Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.2.2.3. Calcul du ferrailage :✓ **Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

➤ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29.4}{300 \times 370^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0505$$

$$\mu_{bu} = 0.0505 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{PivotA} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.648$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.3608 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{29.4}{0.648 \times 348} = 2.3453 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0975$$

$$\mu_{bu} = 0.0975 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{PivotA} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.1284$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.351 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = 4.6425 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA

Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

Planchers	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A	Amin	A adoptée
				(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
E-S 4,3,2 et 1	Principale	40×30	Appui	4.64	6	6 HA 12 = 6.78
			Travée	2.35		6 HA 12 = 6.78
	Secondaire	40×30	Appui	3.07	6	6 HA 12 = 6.78
			Travée	1.34		6 HA 12 = 6.78
RDC+ étages Habitations	Principale	40×30	Appui	5.74	6	6 HA 12 = 6.78
			Travée	2.28		6 HA 12 = 6.78
	Secondaire	40×30	Appui	3.59	6	6 HA 12 = 6.78
			Travée	1.34		6 HA 12 = 6.78
Terrasse accessible	Principale	40×30	Appui	4.98	6	6 HA 12 = 6.78
			Travée	2.01		6 HA 12 = 6.78
	Secondaire	40×30	Appui	2.72	6	6 HA 12 = 6.78
			Travée	1.55		6 HA 12 = 6.78
Terrasse inaccessible	Principale	40×30	Appui	5.73	6	6 HA 12 = 6.78
			Travée	2.54		6 HA 12 = 6.78
	Secondaire	40×30	Appui	2.19	6	6 HA 12 = 6.78
			Travée	1.34		6 HA 12 = 6.78

b) Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min \left(\phi_{l \min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \text{ BAEL 91 (Article H.III.3)}$$

$$\text{Poutres principales } \phi \leq \min \left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{40}{10} \right) = \min(1.2; 1.14; 4)$$

Donc on prend $\phi_l = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

$$\text{Poutres secondaires } \phi \leq \min \left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{40}{10} \right) = \min(1.2; 1.14; 4)$$

Donc on prend $\phi_l = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$\checkmark \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}, 30 \text{ cm} \right).$$

Poutres principales : $S_t \leq \min(10, 12 \times 1.2, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10, 12 \times 1.2, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$

$$\checkmark \text{ Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 20$. soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 20$. soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.3. Vérifications :

V.2.3.1. Pourcentage total maximal des aciers longitudinaux:

✓ Poutres principales :

En Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

En Zone courante :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

✓ Poutres secondaires :

En Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

En Zone courante :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

V.2.3.2. Les longueurs de recouvrement :

$\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$.

V.2.3.3. Vérifications à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa \dots\dots\dots \text{BAEL91(Article H.III)}.$$

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	94.80	0.854	Vérifiée
Secondaires	60.58	0.546	Vérifiée

Commentaire : $\tau_{bu} = \tau_{adm} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

3) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification au cisaillement.

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	6.78	94.80	69.23	2.73	- 3.25	Vérifiée
Secondaires	6.78	60.58	44.41	1.74	- 2.09	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.2.3.4. Vérifications à l'ELS :

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15$ MPa (contrainte admissible du béton).

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0, \text{ on aura } y.$$

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poutres principales	Appuis	53.5005	80531.086	12.81	8.51	15
	Travées	32.4184	80531.086	12.81	5.16	15
Poutres secondaires	Appuis	36.3400	80531.086	12.81	5.78	15
	Travées	35.2800	80531.086	12.81	5.61	15

3) Vérification de la flèche :

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{420} = 0.095 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Poutres principales :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{405} = 0.098 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{31.73}{10 \times 37.329} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0054 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires :**

Faisons ces vérifications pour la plus grande travée.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{420} = 0.095 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{19.65}{10 \times 23.117} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0054 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

V.2.4. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA992003** (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

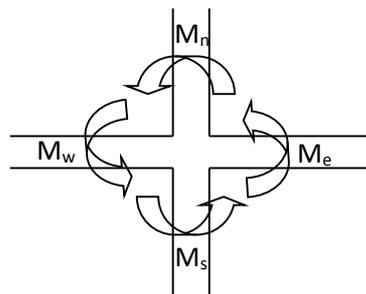


Figure V.5 : La zone nodale

A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
E-S 4,3 et 2	55 × 55	0.4675	26.86	0.4369853
E-S 1+RDC+1er étage	50 × 50	0.4250	20.36	0.3011244
2eme,3eme et 4eme étage	45 × 50	0.3825	18.47	0.2458542
5eme étage	40 × 45	0.3400	15.40	0.1822128

B. Détermination du moment résistant dans les poutres :

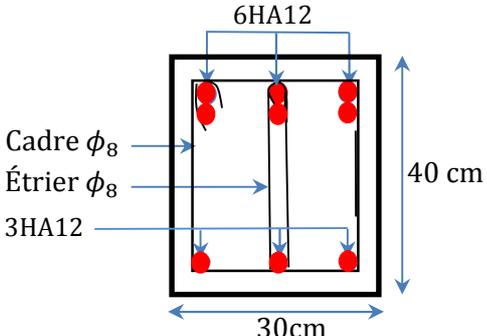
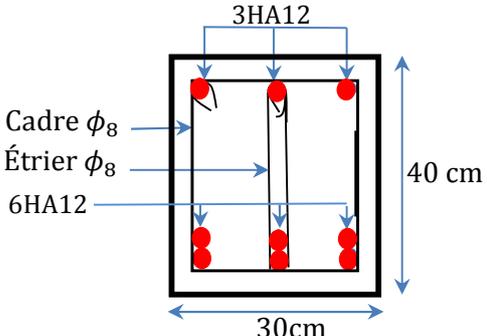
Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15 : Vérification des zones nodales.

Niveau	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	1.25×(Me+Mw) (KN.m)	Mn+Ms (KN.m)	observation
E-S 4,3 et 2	14.52	27.71	52.7875	91.57	Vérifiée
E-S 1+RDC+1er étage	13.86	29.13	53.7375	85.68	Vérifiée
2eme,3eme et 4eme étage	13.17	29.04	52.7625	75.51	Vérifiée
5eme étage	11.53	27.43	48.7	56.69	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.5. Schémas de ferrailage des poutres :**Tableau V.16 :** Ferrailages des différentes poutres.

Poutres principales et secondaires	
Appui	Travée
 <p>6HA12</p> <p>Cadre ϕ_8</p> <p>Étrier ϕ_8</p> <p>3HA12</p> <p>40 cm</p> <p>30cm</p>	 <p>3HA12</p> <p>Cadre ϕ_8</p> <p>Étrier ϕ_8</p> <p>6HA12</p> <p>40 cm</p> <p>30cm</p>

V.3. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003(3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.1. Recommandation du RPA :

A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $st < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

C. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% \ b \times h \quad \dots\dots\dots \text{dans la section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \ b \times h \quad \dots\dots\dots \text{dans la zone courante}$$

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$.

✓ Longueurs de recouvrement :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2. ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

✓ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

✓ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

✓ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

➤ **Armatures horizontales :**

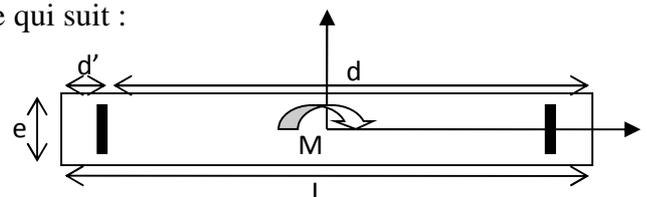


Figure V.6 : Schéma d'un voile plein.

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{(un effort } N = \text{compression)} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{\text{compression}}}{b * h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

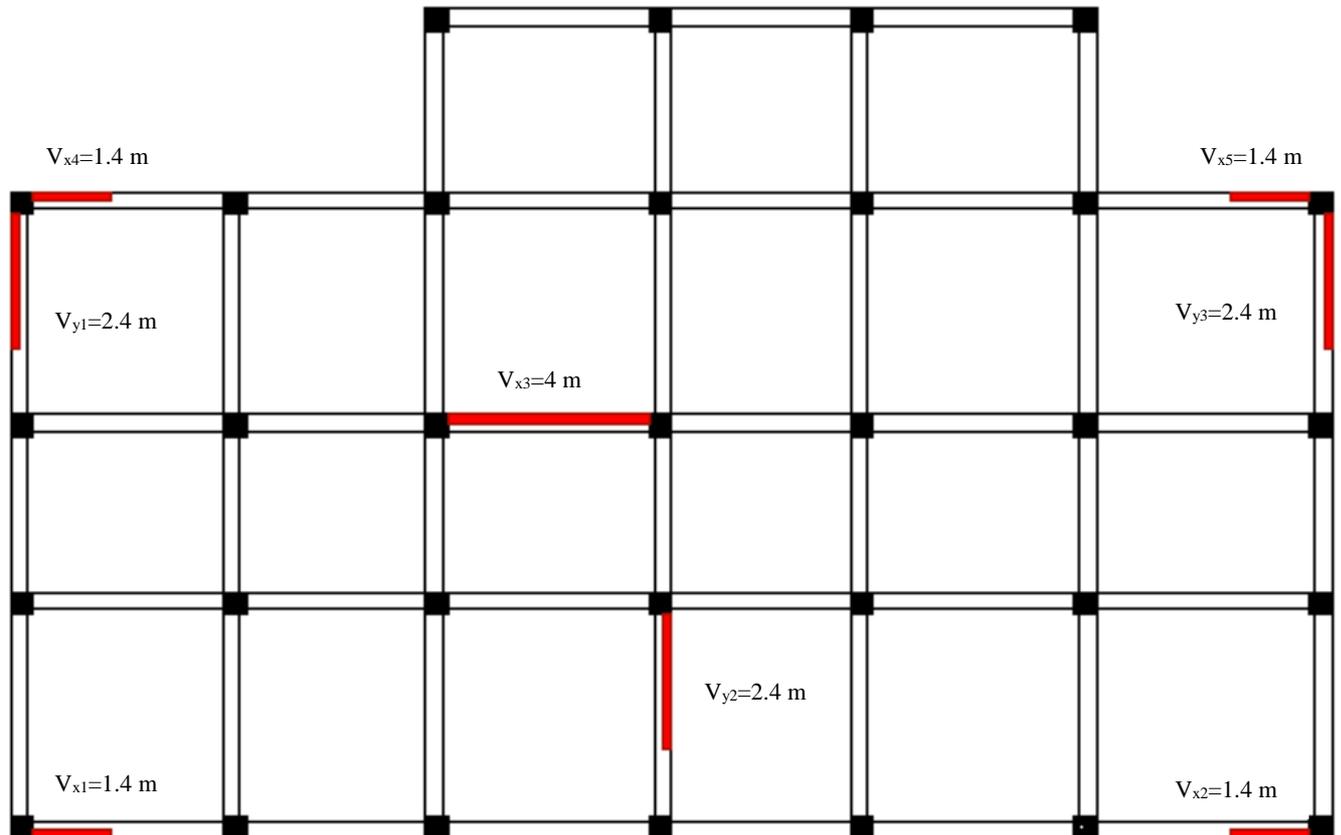


Figure V.7 : disposition des voiles.

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ A_v cal /face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ A_v min (RPA) : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_v adopté/face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓ Nombre de barres / face : nombre de barres adaptées par face.
- ✓ S_v : Espacement.
- ✓ A_h min/face /ml : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_h calculée /ml : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_h adopté/face /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_h \text{ calculée} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

➤ **Voile V_{x1,2,4 et 5} :****Tableau V.17 :** Résultats du ferrailage du voile V_{x1,2,4 et 5}.

Niveaux	E-S 4,3 et 2	E-S 1+RDC+1er étage	2eme,3eme ,4eme et 5eme étage
Section (cm ²)	140 × 15	140 × 15	140 × 15
M (KN.m)	49.0086	20.8822	4.0568
N (KN)	919.204	668.702	406.519
V(KN)	123.381	68.905	42.609
A _v cal /face (cm ²)	12.8	9.014	5.2
A _v min (RPA) (cm ²)	3.15	3.15	3.15
A _v adopté/face (cm ²)	12.94	9.94	7.85
Nombre de barres / face	4HA14 + 6HA12	6HA12 + 4HA10	10HA10
S _t (cm)	16	16	16
A _h calculée (cm ² /ml)	1.13	0.94	0.69
A _h min/face (cm ² /ml)	2.25	2.25	2.25
A _h adopté/face (cm ² /ml)	3.95	3.95	3.95
N ^{barres} / face (cm ² /ml)	5HA10	5HA10	5HA10
S _t (cm)	20	20	20

➤ **Voile V_{x3} :****Tableau V.18 :** Résultats du ferrailage du voile V_{x3}.

Niveaux	E-S 4,3 et 2	E-S 1+RDC+1er étage	2eme,3eme ,4eme et 5eme étage
Section (cm ²)	400 × 15	400 × 15	240 × 15
M (KN.m)	49.9228	4.7973	28.6564
N (KN)	2847.879	2212.912	1290.088
V(KN)	1028.612	840.683	410.69
A _v cal /face (cm ²)	28.12	27.706	16.57
A _v min (RPA) (cm ²)	9	9	5.4
A _v adopté/face (cm ²)	28.75	27.93	17.25
Nombre de barres / face	15HA14 + 5HA12	13HA14 + 7HA12	9HA14 + 3HA12
S _t (cm)	20	20	20
A _h calculée (cm ² /ml)	2.51	2.44	1.51
A _h min/face (cm ² /ml)	2.25	2.25	2.25
A _h adopté/face (cm ² /ml)	3.95	3.95	3.95
N ^{barres} / face (cm ² /ml)	5HA10	5HA10	5HA10
S _t (cm)	20	20	20

➤ **Voile $V_{y1,2 \text{ et } 3}$:****Tableau V.19 :** Résultats du ferrailage du voile $V_{y1,2 \text{ et } 3}$.

Niveaux	E-S 4,3 et 2	E-S 1+RDC+1er étage	2eme,3eme ,4eme et 5eme étage
Section (cm ²)	240 × 15	240 × 15	240 × 15
M (KN.m)	38.9787	84.2865	82.178
N (KN)	1610.816	1238.319	761.532
V(KN)	399.613	269.991	170.071
A_v cal /face (cm ²)	20.76	16.79	10.8
A_v min (RPA) (cm ²)	5.4	5.4	5.4
A_v adopté/face (cm ²)	21.56	15.05	11.06
Nombre de barres / face	14 HA14	3HA14 +12HA12	14 HA10
S_t (cm)	17	17	17
A_h calculée (cm ² /ml)	1.88	1.32	0.97
A_h min/face (cm ² /ml)	2.25	2.25	2.25
A_h adopté/face (cm ² /ml)	3.95	3.95	3.95
N^{barres} / face (cm ² /ml)	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20

❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99/v2003 à

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

Tableau V.20: vérification à l'effort tranchant pour les voiles selon x.

voile		$V_{x1,2,4 \text{ et } 5}$	V_{x3}	V_y	Obser
E-S 4,3 et 2	V(KN)	123.3810	1028.6120	399.6130	Vérifiée
	τ (MPa)	0.8345	2.4122	1.5671	Vérifiée
E-S 1+RDC+1er étage	V(KN)	68.9050	840.6830	269.9910	Vérifiée
	τ (MPa)	0.4660	1.9715	1.0588	Vérifiée
2eme,3eme ,4eme et 5eme étage	V(KN)	42.6090	410.6900	170.0710	Vérifiée
	τ (MPa)	0.2882	1.6105	0.6669	Vérifiée

$\tau < \tau_{adm}$ c'est vérifiée.

V.3.3. Exemple de schéma de ferrailage :

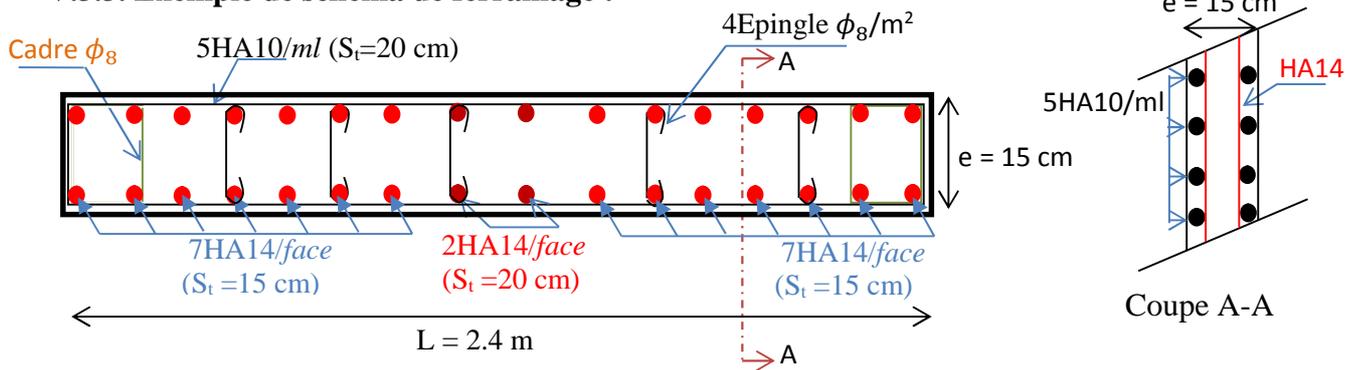


Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile $V_{y1,2\text{et }3}$ des niveaux E-Sol 4,3 et 2

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 V.14) et l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferrailage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.1.Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.20 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$ **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.1.1.Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le SAP2000 V14.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 1538,634 + 25.31 = 1563,955 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

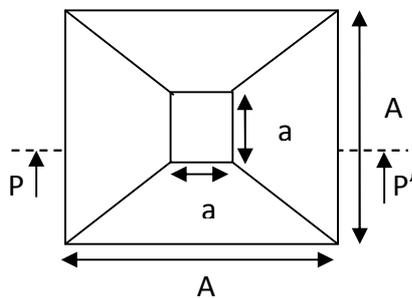


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

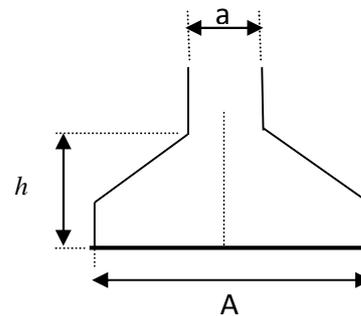


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (55×55) dans la structure où la distance entre eux est de 3,2 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{a \times \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.55 \times 1563,955}{0.55 \times 180}} = 2,947 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 3.5 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.1.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 7 poteaux.

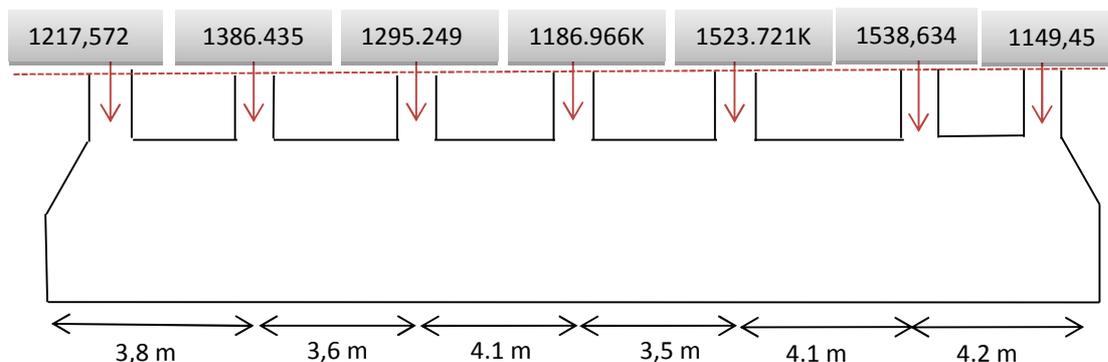


Figure VI.3 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1217,572 \text{ KN}$, $N_2 = 1386,435 \text{ KN}$, $N_3 = 1295,249 \text{ KN}$, $N_4 = 1186,966 \text{ KN}$

$N_5 = 1523,721 \text{ KN}$, $N_6 = 1538,634 \text{ KN}$, $N_7 = 1149,450 \text{ KN}$

$$N = \sum N_i = 9298.027 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9298.027}{180 \times 23.6} = 2.22 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.1.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.1.3.1. Pré dimensionnement :

A. La condition de coffrage :

$$\checkmark \text{ Nervure: } h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm} \dots\dots(a)$$

$$\checkmark \text{ Dalle: } h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm.}$$

- $L_{\max} = 4.20 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

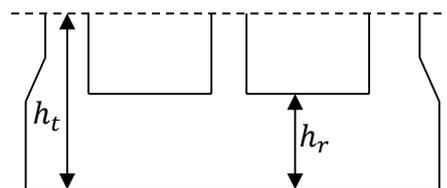


Figure VI.4: Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.58 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 45 \text{ cm}$.

C. Calcul du Poids :

N_S : poids total transmis par la structure ; $N_S = 43013.853 \text{ KN}$.

P_{rad} : poids du radier ; $P_{\text{rad}} = 313.13 \times 0,45 \times 25 = 3522,71 \text{ KN}$.

P_n : poids des nervures ; $P_n = 189.2 \times (0.8 - 0.45) \times 0,65 \times 25 = 1076.07.8 \text{ KN}$.

$$N_{\text{Ser}} = N_S + P_{\text{rad}} + P_n$$

$$N_{\text{Ser}} = 47612.64 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 151.96 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{\text{bat}} = 313,33 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{\text{radier}} = 313.33 \text{ m}^2$

$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord.

VI.1.3.2. Les Vérifications nécessaires :

A. Vérification au poinçonnement :

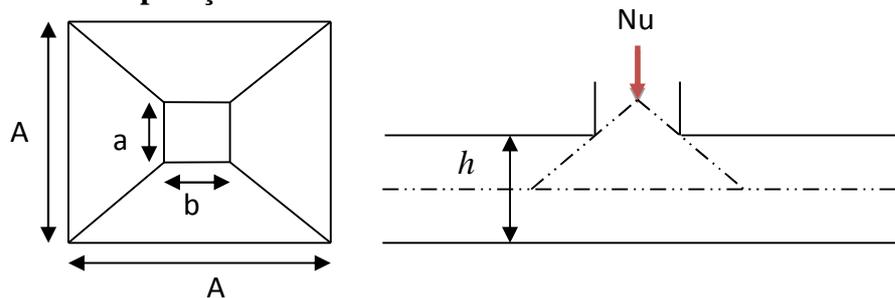


Figure VI.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée.

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- N_U : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.55+0.80=1.35\text{m}$$

On trouve $U_c = 5.4 \text{ m}$

$$N_{pu} = 2106.439 < 0.045 \times 4.6 \times 0.8 \times \frac{25}{1.15} \times 10^3 = 3600 \text{ KN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

\Rightarrow Pas risque au poinçonnement.

B. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 \times h_t = 0.72 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} = \frac{58801.15 \times 4.20}{2 \times 313.33} = 394.097 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{280.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.55 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Pas risque de rupture par cisaillement.

C. Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 12.00 \text{ m}; I_{xx} = 5025.8447 \text{ m}^4 \\ Y_G = 6.139 \text{ m}; I_{yy} = 13269.879 \text{ m}^4 \\ S = 313.33 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 47612.64 \text{ KN}$$

✓ **Dans le sens x-x** : $N = 47612.640 \text{ KN}$; $M_x = 32067.609 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{47612.64 \times 10^{-3}}{313.33} + \frac{32067.609 \times 10^{-3} \times 6.139}{5025.8447} = 0.1551 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} \times Y_G = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.151 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

✓ Dans le sens y-y : $N = 47612.64 \text{ KN}$; $M_Y = 54965.530 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{47612.64 \times 10^{-3}}{313.33} + \frac{50582817 \times 10^{-3} \times 12}{13269.879} = 0.591 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} \times X_G = 0.102 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.469 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

D. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{32067.609}{47612.64} = 0.674 \text{ m} < \frac{23.20}{4} = 5.8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{54965.530}{47612.64} = 1.15 \text{ m} < \frac{14.50}{4} = 3.63 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

E. Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_S \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$N = 47612.64 \text{ KN}$$

$$H = 1.2 \text{ m, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_S = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 313.33 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN / m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 47612.64 \text{ KN} \geq 1.5 \times 1.2 \times 313.33 \times 10 = 5639.4 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

VI.2. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.45 = 11.25 \text{ KN/m}^2.$$

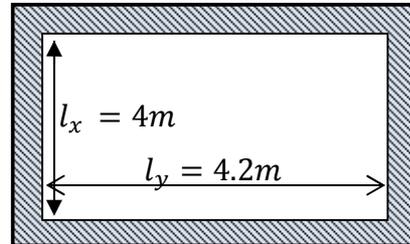


Figure VI.6 : Panneau de dalle.

VI.2.1. Calcul des sollicitations :

$$\text{➤ } q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{58801.15}{313.13} + 1.35 \times 11.25 = 202.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{➤ } q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{43013.853}{313.33} + 11.25 = 148.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\checkmark \text{ L'ELU : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y = ? \begin{cases} \rho = 0.95 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1 } \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0410 \times 202.97 \times 4^2 = 133.15 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 118.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 113.18 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 100.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -56.59 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.45) \text{m}^2$.

❖ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\text{▪ En travée : } \begin{cases} e \geq 12 \text{cm} \\ \rho = 0,95 \end{cases} ; \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{calculée} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	A_{min}	$A_{choisie} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
En travée	Sens x-x	113.18	7.74	3.69	7HA12=7.92	15
	Sens y-y	100.33	6.85	3.69	7HA12=7.92	15
En appuis		-56.61	3.83	5.20	5HA12=5.65	20

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux

- Sens xx : $A_{\min} = \frac{\rho_0}{2}(3 - \rho)b \times h_r = 3.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_t^x = 7.74 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Sens yy : $A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_r = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_t^y = 6.85 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- En appuis: $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_a = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min} = 5.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 222.71 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 192.39 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 222.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{222.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.43} \Rightarrow \tau_u = 0.518 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y \begin{cases} \rho = 0.95 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0483 \times 148.62 \times 4^2 = 114.85 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 106.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 97.62 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 90.16 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -48.81 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
 $F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$, avec $\zeta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.
 $I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2$.

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	M (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)
x-x	M _t ^x = 97.62	7.92	8.99	161632,69	5,43	15	308.11	201.64
y-y	M _t ^y = 90.16	7.92	8.99	161632,69	5.01		284.56	
Appuis	M _a = -48.81	5.65	6.68	119952,40	2.72		218,53	

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s, en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\overline{\sigma_s}$

Tableau VI.3 : Recalcul et vérifications des contraintes de radier.

Sens	M (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	A _{choisie} (cm ² /ml)
x-x	97.62	14,07	11.53	260109.24	4.33	15	177.16	201.64	7HA 16
y-y	90.16	12.06	10.79	229554.74	4.24		189.76		6HA 16
Appuis	-48.81	7.70	8.88	157803,05	2.95		158.30		5HA 14

Remarque : Toutes les contraintes sont vérifiées.

❖ **espacement des armatures :**

- Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$
- Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

VI.2.2. Schéma de ferrailage de radier :

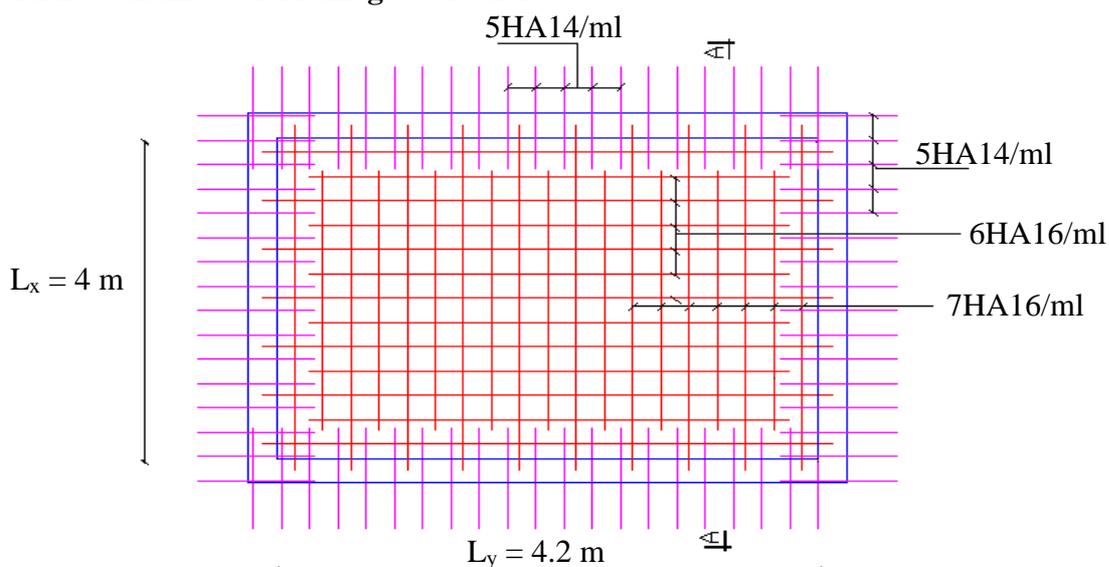


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier

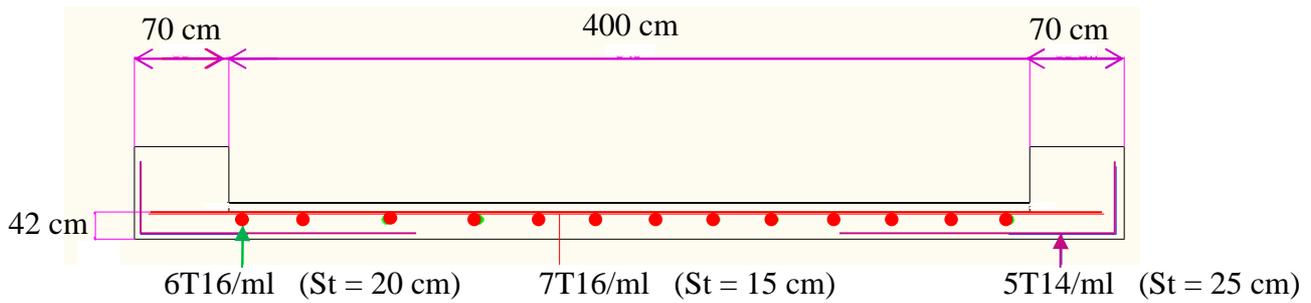


Figure VI.8 : Coupe A-A du radier.

VI.3. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.3.1. Dimensionnement de la nervure :

$$h_t = 0.8m, h_r = 0.45m, b_0 = 0.70 m, d = 0.77m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.05}{10}; \frac{3.4}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(40.5; 170)$$

Soit : $b_1 = 40cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 151cm$

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

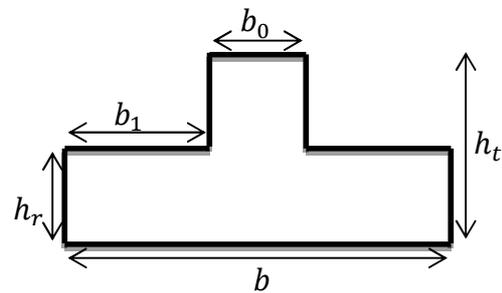


Figure VI.9 : Section de la nervure à ferrailer

Tableau VI.4 : Distribution des charges.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux côtés</p>

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

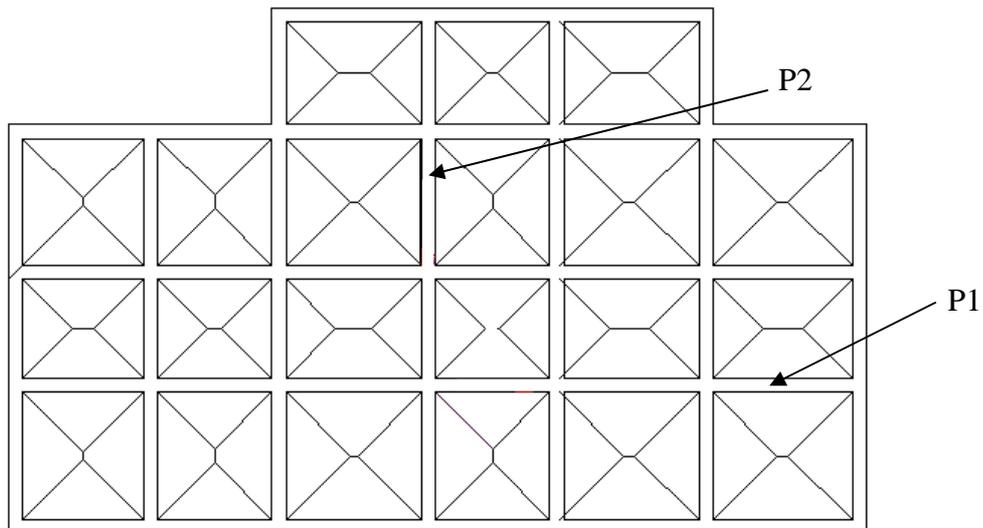


Figure VI.10 : Schéma de distribution des charges sur les nervures

VI.3.2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

➤ **Moments en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X : P1

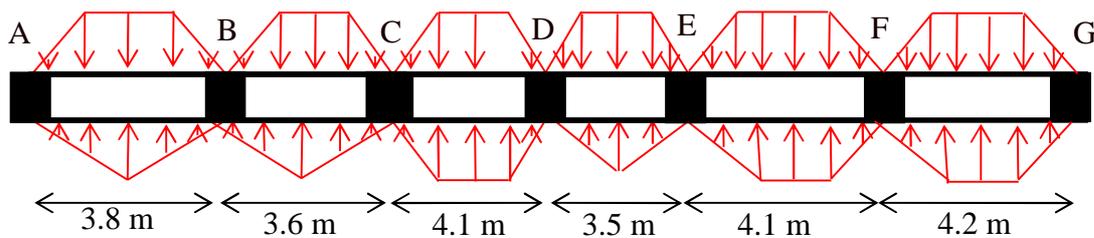


Figure VI.11 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x

On a : $q_u = 202.97 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3,8	3,8	669,99	-181,400	-910,148	1,61	691,00
B-C	3,6	2,88	624,354	-910,148	-692,594	1,90	213,01
C-D	4,1	3,28	605,021	-692,594	-669,172	2,06	590,44
D-E	3,5	2,8	602,82	-669,172	-669,171	1,75	253,90
E-F	4,1	3,28	605,02	-669,171	-1069,343	1,89	409,91
F-G	4,2	4,2	629,51	-1069,343	-208,210	2,43	782,68

Tableau VI.6 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	782,68	-1069,343
Effort tranchant (KN)	599,83	

Sens Y-Y : P2

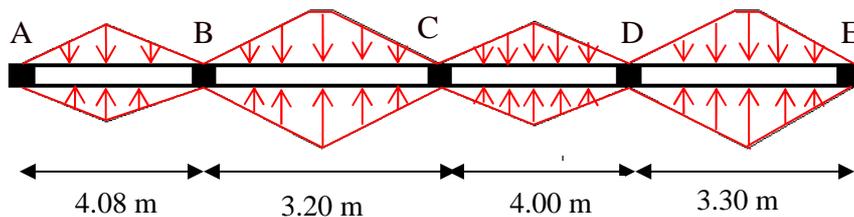


Figure VII.12 : Sollicitations sur les nervures transversales.

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4,08	4,05	631,03	-194,071	-951,318	1,73	748,81
B-C	3,2	2,56	687,266	-951,318	-655,815	1,73	82,34
C-D	4	3,2	628	-655,815	-672,998	1,99	591,61
D-E	3,3	2,64	697,256	-672,998	-571,717	1,69	327,46

Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	748,81	-951,318
Effort tranchant (KN)	687,270	

VI.3.3. Ferrailage :

Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens	Travée	782,48	31,69	6,50	12HA20 = 37,68
X-X	Appui	-1069,34	44,42	6,50	6HA25 + 6HA20 = 48,3
Sens	Travée	748,81	30,00	6,50	12HA20 = 37,68
Y-Y	Appui	-951,32	38,98	6.50	6HA25 + 6HA20 = 48,3

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\sigma_b = \frac{V_u}{bd} = 1.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = \min [0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

On a : q_s = 148.62 KN/m².

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans les nervures.

Localisation		Moment (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens	Travée	572,65	8.61	224.620	Non vérifiée
X-X	Appui	-782,38	10.51	242.86	Non vérifiée
Sens	Travée	567,33	8,53	222.53	Non vérifiée
Y-Y	Appui	-713,88	10.06	219.00	Non vérifiée

✓ **Remarque:**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens Y-Y et en travée dans le sens X-X n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier A_s, en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

Tableau VI.11: Vérification des nouvelles contraintes.

Sens	Localisation	M _{ser} (KNm)	A _{adopté} (cm ²)	σ _b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	572,65	6HA25+6HA20=48,30	4.89	15	193.41	201.6
	Appui	-782,382	12HA25=58,92	10.51	15	196.96	201.6
Y-Y	Travée	567,33	6HA25+6HA20=48,30	4.85	15	191.61	201.6
	Appui	-713,88	12HA25=58,92	9.59	15	179.159	201.6

➤ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi^{max}\right) = 20 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

➤ **Espacements des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 21.13 \text{ cm}$$

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

VI.3.4. Schémas de ferrillages :

Tableau VI.12 : Schémas de ferrillages des nervures.

Sens Y-Y	
Travée	Appui
Sens X-X	
Travée	Appui

VI.4. Voiles adosse :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile adosse continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale $E_p \geq 15 \text{ cm}$.

VI.4.1 Dimensions de voile adosse :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend, $E_p = 20 \text{ cm}$

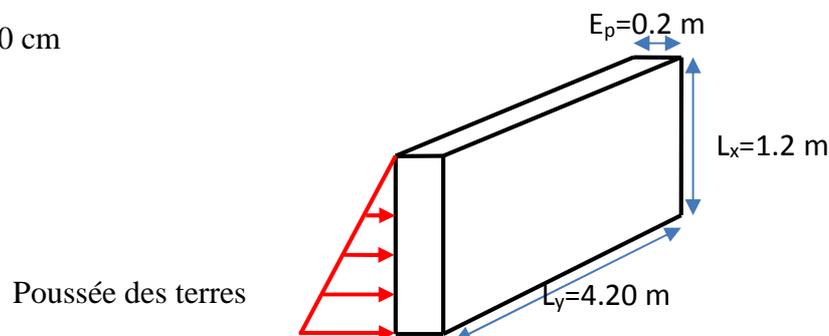


Figure VI.10 : Dimensions de voile adosse.

VI.4.2 Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 18^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0.27 \text{ bars}$.

VI.4.3 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

VI.4.4 Sollicitations :

A. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_1 = 20 \times 1.2 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 27 \times tg \left(\frac{180}{4} - \frac{18}{2} \right)$$

$$P_1 = 26.56 \text{ KN/m}^2.$$

B. Charge due à la surcharge :

Il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile adosse en tenant compte d'une surcharges $Q=10\text{KN/m}^2$.

$$P_2 = Q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{18}{2} \right) = 5.28 \text{ KN/m}^2.$$

VI.4.5.Ferraillage de voile adosse :

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 43.78 \text{ KN/m}^2.$$

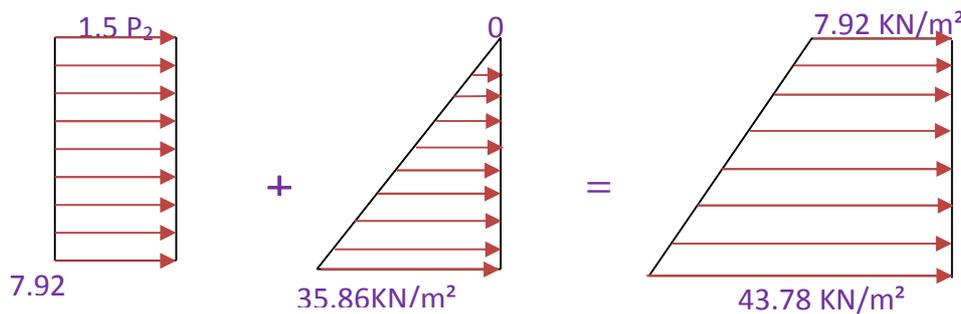


Figure VI.11: Diagrammes des contraintes.

Le voile adosse se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 1.2 \text{ m} \\ L_y = 4.2 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{m}) = 1.5 \times P_2 = 7.92 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 1.2 \text{ m}) = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 43.78 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34.81 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.28 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans un seul sens.}$$

Tableau VI.12 : Sollicitation et ferraillage du voile adosse

Sens	Désignation	$q_u = 34.81 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
X-X	M_0 (KN.m)	25.06	25.06
	M (KN.m)	21.30	- 12.53
	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	3.485	2.02
	A_{min} (cm^2/ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	5HA10 = 3.95	5HA8 = 2.51
Y-Y	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	0.98	0.63
	A_{min} (cm^2/ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01

➤ Sens y-y :

$$A_y = \frac{A_s}{4} = \frac{3.95}{4} = 0.99 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 18.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.102 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérifications à l'ELS (v = 0.2)**

$$\begin{cases} L_x = 1.2 \text{ m} \\ L_y = 4.20 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0\text{m}) = P_2 = 5.28 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max}(h = 1.2 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 31.84 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 25.2 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}, \text{FN} \end{cases}$$

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	15.42	3.95	4.06	13744,45	4.55	234.59	240	vérifiée
	En appuis	-9.07	2.51	3.32	9333,47	3.23	213,98	240	Vérifiée

❖ **Espacement des armatures**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

- ✓ Sens X-X: S_t ≤ min (3E_p, 33 cm) = 33 cm. Alors, S_t = 25 cm.
- ✓ Sens Y-Y: S_t ≤ min (4E_p, 45 cm) = 45 cm. Alors, S_t = 25 cm.

VI.4.6. Schémas de ferrillages:

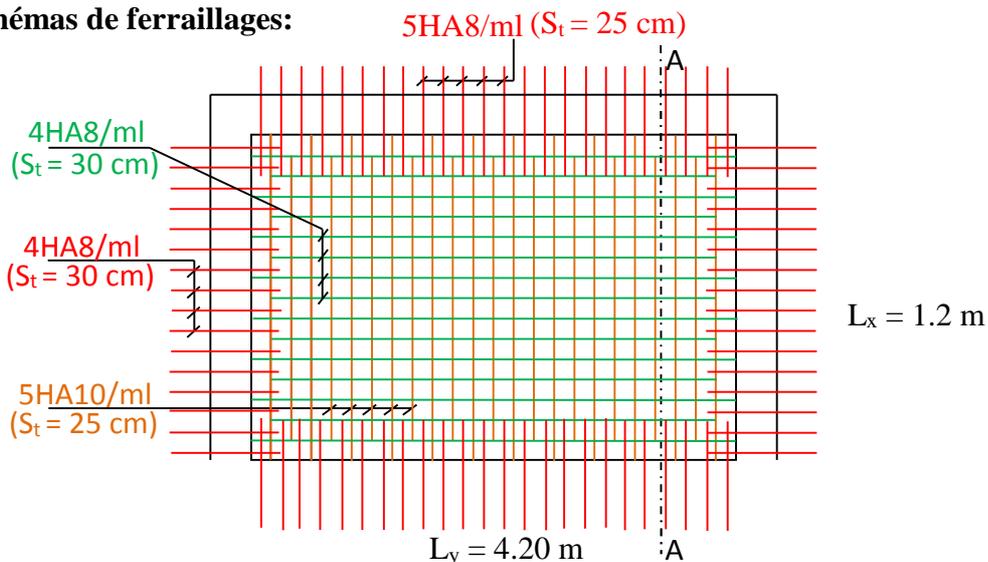


Figure VI.15 : Schéma du ferrillage du voile adossé.

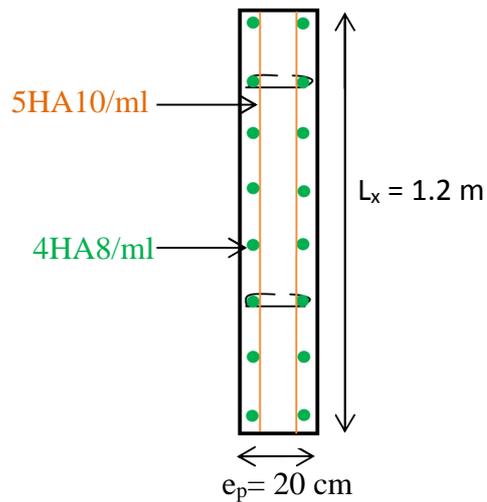


Figure VI.16 : coupe A-A.

Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferraillage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile adosse est prévu pour supporter l'action des poussés des terres.

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Une grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales permet de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- ✓ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure.
- ✓ le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames.
- ✓ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
 - respect de réglementation parasismique.
 - conception architecturale parasismique.
 - mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

- ✚ Règles BAEL 91 modifiées 99 .
(Edition Eyrolles Troisième édition 2000).
- ✚ Règles Parasismiques Algériennes.
(Edition CGS RPA 99 / version 2003).
- ✚ DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.
(Edition CGS Octobre 1988).
- ✚ DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
(Edition OPU 2005).
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
(Edition CGS Décembre 1993).
- ✚ Cours de béton armé, 3^{ème} et M1 Génie Civil.
- ✚ Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels

- ✚ SAP 2000 V14. 2
- ✚ Auto CAD 2013. Auto Desk Inc. 2003
- ✚ BaelR V1. 01. 026. Version d' évaluation. Socotec. 1998
- ✚ BaelC, V1. 01. 026. Version d' évaluation. Socotec. 1998
- ✚ fleche, V1. 00. 026. Version d' évaluation. Socotec. 1998
- ✚ **Projet 1** : Application de calcul des armatures.

Annexe III

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe I

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	0.0956	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	0.4065	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 II

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	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	19.64	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	80.09	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	150.80
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

