

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE



**UNIVERSITE IBN KHALDOUN-TIARET
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENTS DE GENIE CIVIL**



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de master

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté Par :

BENDAOUD Zohra

MEHIFER Hanane

Sujet de Mémoire:

**Etude et dimensionnement de deux blocs d'un bâtiment à
usage multiple en (R+6) implanté à Relizane**

Soutenu le 16/09/2020

Devant les jurys :

Mr.KERROUM Nadir

Président

Mr.Krim Abdallah

Rapporteur

Mr.RABAHI Abderezak

Examineur

Mr.Djebli Benyagoub

Examineur

Promotion : 2019/2020

Remerciement

بسم الله الرحمن الرحيم

الصلاة والسلام على اشرف المرسلين وخاتم الانبياء والمرسلين

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur M. KRIM Abdallah pour son soutien, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet

Ainsi nous exprimons nos reconnaissances à

D. Fatima et B. Malika

Enfin. A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la Réalisation de ce projet de fin d'étude

DEDICACE

بسم الله الرحمن الرحيم

الصلاة والسلام على اشرف المرسلين وخاتم الانبياء والمرسلين

A cet agréable moment je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'a soutenu pendant toute ma carrière d'études.

A mes frère Hicham ; Hakim ; Toufik

A mes sœurs : Karima; Nour El Houda; Samia

A mes fidèle amies : D.Fatima ;B.Malika ;A. Sara ; B.Samira

A tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à mon formation depuis mon premier cycle d'étude jusqu'à la fin de cycle universitaire.

BENDAOUZ Zohra

DEDICACE

بسم الله الرحمن الرحيم
الصلاة والسلام على اشرف المرسلين وخاتم الانبياء والمرسلين

A cet agréable moment je dédie ce modeste travail à mes parents qui ma soutenu pendant toute ma carrière d'études .

A mes frère MOHAMED; HAMZA ; MOKHTAR ;DJELLOUL

A mes sœurs : KARIMA; AICHA; AMEL

A mes fidèle amies : KHADIDJA ;IKRAM ;MARWA ;
FATIMA;KHAWLA;SAMIRA

A mes proche amies: AYOUB

A tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à mon formation depuis mon premier cycle d'étude jusqu'à la fin de cycle universitaire.

MEHIFER Hanane

Sommaire

ملخص	1
Résumé	2
Abstract	3
Liste des figures	4
Liste des tableaux	7
Liste des notations et symboles	9
Introduction générale	12
Chapitre 1: Présentation du projet	
I.1. Introduction	14
I.1.1 Caractéristiques géométriques du sol	14
I.1.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment	14
I.2. Description des différents éléments de la structure	15
I.3. Caractéristique des matériaux de construction	16
I.3.1. Le béton	16
I.4. Contrainte limite	22
I.5. Méthode de calcul	23
I.6. Module de déformation longitudinale du béton	26
I.7. Module de déformation transversale « Coefficient de poison »	27
I.8. Les Aciers	28
I.9. LES Actions	32
I.10. Les sollicitations	33
I.10.1 Sollicitations du calcul vis-à-vis des états limites	33
Chapitre 2: Pré dimensionnement des éléments de la structure	
II.1. Introduction	35
II.2. Pré dimensionnement des planchers	35
II.2.1. Plancher en corps creux	35
II.3. Evaluation des charges et des surcharges	36
II.3.1. Charges permanentes et d'exploitation	36
II.4. Pré dimensionnement des poutres	39

II.4.1. Poutres principales	39
II.4.2. Poutres secondaires	39
II.5. Loi de dégression de la surcharge	39
II.6. Pré dimensionnement des poteaux	40
II.6.1. La surface afférente du poteau	40
II.7. Pré dimensionnement des voiles	43
II.7.1 Tableau récapitulatif	45

Chapitre 3: Calcul des éléments non structuraux

III.1 Introduction	46
III.2. Acrotère	46
III.1. 1.Définition	46
III.1.2. charges sollicitant l'acrotère	46
III.1.3. Enrobage	47
III.1.4. Excentricité	47
III.1.5. Calcul du ferrailage (E.L.U.)	47
III.1.5.1. Vérifications complémentaires	47
III.3.Balcon	51
III. 3.1-Les types du balcon	51
III.3..2-Exemple de calcul blocs A balcon étage courant	51
III.3.2.1Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant	52
III.3.2.2. Calcul de Ferrailage	53
III. 3.2.3 Vérifications à L'ELS	53
III.3.3.Vérification des contraintes	54
III. 3.4 Vérification de la flèche	55
III. 3.5.Exemple de calcul blocs balcon terrasse	56
III.3.5.1Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant	57
III.3.5.2Calcul de Ferrailage	58
III.3.5.3 Vérifications à L'ELS	58
III.3.5.4 Vérification des contraintes (E.L.S)	59
III.3.5.5Vérification de la flèche	60
III. 4. Ascenseur	63
III.4.1.Calcul du poids des composants de l'ascenseur	63
III.4.2.Calcul de la charge total	65

III 4.2.1. Calcul de la charge de rupture	65
III.4.2.2. Calcul des poids des câbles	65
III.4.2.3. Vérification de Cr	66
III.4.2.4. Calcul de la charge permanente total G	66
III.4.2.5. Vérification de la dalle au poinçonnement	66
III.4.2.6. Evaluation des moments dus aux charges concentrées	67
III.4.3. Distances des Rectangles	68
III.4.4. Calcul des moments suivant les deux directions	68
III.4.4.1 Moments dus aux charges concentrées	69
III.4.4.2. Moments dus aux charges réparties (poids propre)	69
III.4.4.3. Moments retenus	70
III.4.4.4. Calcul du ferrailage de la dalle	70
III.4.4.5. Section minimale des armatures	72
III.4.4.6. Choix des aciers	72
III.4.4.7. Armatures transversal	73
III.4.5. Vérification à l'E.L.S	74
III.4.5.1. Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées	74
III.4.5.2. Moments dus aux charges concentrées	75
III.4.5.3. Moments dus aux charges réparties (poids propre)	75
III.4.5.4. Moments dus aux charges réparties (E.L.S)	75
III.4.5.5. Moments appliqués au centre d'impact du rectangle	76
III.5. LES ESCALIER	97
III.5.1-Dimensions des escaliers	97
III.5.2-Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S	98
III.5.3.Calcul de la charge concentrée	99
III.5.4. Calcul de la réaction	100
III.5.5.Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant maximal	101
III.5.6.Diagramme du Moment et de l'effort tranchant	102
III.5.7.Les Résultats obtenus	102
III.5.8-Calcul du ferrailage	102
III.5.9. Les vérifications à l'E.L.S	104
III.5.10. Vérification de la flèche	106
III.5.10.1-Dimensions des escaliers	107
III. 5.10.2.Les Résultats obtenus	107

III.5.10.3. Tableau récapitulatif des armatures des différents types d'escalier	108
III.5.10.4. Schémas de ferrailage	109
III.6. Étude de la poutre palière	110
III.6.1- Pré dimensionnement	110
III.6.2 vérification des conditions du R.P.A99	110
III.6.3- Calcul des sollicitations	110
III.6.4- Les vérifications à L.E.L.S	111
III.6.5- Ferrailage des armatures transversales	113
III.6.6 L'espacement	113
III.6.7- Vérification de la section d'armatures minimale	113
III.6.8 -Vérification de la flèche	114

Chapitre 4: Calcul des planchers

IV.1. Introduction	115
IV.2. Composition du plancher	115
IV.3. Calcul du plancher à corps creux	116
IV.3.1. Pré dimensionnement des poutrelles	116
IV.3.2. Evaluation des charges et calcul des combinaisons	118
IV.4. Méthode de calcul des poutrelles	119
IV.4.1. Méthode forfaitaire	119
IV.4.1.1. Principe du calcul des moments	119
IV.4.1.2 Principe de calcul de l'effort tranchant	120
IV.4.2. La méthode forfaitaire modifiée	121
IV. 4.3. Méthode des trois moments	124
IV.4.4 Méthode de Kaquot	125
IV.4.4 .1. Principe de la Méthode	125
IV.5. Calcul des poutrelles	126
IV.5.1. Les type des poutrelles	127
IV.6. ferrailage de la poutrelle	128
IV.6.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	128
IV.6.2. Calcul de la poutrelle du plancher RDC+ étage courant	128
IV.6.3. Calcul de la poutrelle du plancher terrasse	132
IV.7. Ferrailages du poutrelle	139
IV.7.1.1. plancher étage courant	139

IV.7.1.2.Calcul des armatures longitudinales	139
IV.7.1.3.Vérification à l'E.L.S	142
IV.7.1.4.Vérification de la flèche	147
IV.8.1.2.Calcul des armatures longitudinales	150
IV.8.1.3.Vérification à l'E.L.S	153
IV.8.1.4.Vérification de la flèche	158
IV.9. Ferraillage du poutrelle du Plancher	162

Chapitre 5: Etude sismique

V.1. Généralités sur les séismes	167
V.2. Introduction	167
V.3. Calcul sismique	167
V.3.1. Méthode d'analyse modale spectrale	168
V.3.2. Méthode du calcul	168
V.4. Méthode d'analyse modale spectrale	168
V.4.1. Principe de la méthode	168
V.4.2. Spectre de réponse de calcul	169
V.4.3. Calcul de la force sismique totale	169
V.5..Estimation de la période fondamentale de la structure	171
V.5.1. Poids total de la structure	172
V.6. Calcul de la force sismique E	173
V.6.1. Vérification des forces sismiques($V_d > 80\% V_s$).....	173
V.6.2. Calcul de la force sismique totale	173
V.6.3 Vérification des facteurs de participation massique	173
V.6.4. Vérification de la période fondamentale	174
V.7. Déplacements latéraux inter-étage	175
V.8. Calcul du joint sismique	177

Chapitre 6: Ferraillage des portiques

VI.1. Introduction	178
VI.2. Les combinaisons de calcul	178
VI.3. Ferraillage des poutres	179
VI.3.1. Méthode de calcul	179
VI.3.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales	180
VI.3.3. Exemple de calcul	181

VI.3.4. Dessin de ferrailage du poutre pour les deux blocs	191
VI.4. Ferrailage des poteaux	193
VI.4.1. Vérifications spécifiques sous sollicitations normales	193
VI.4.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003)	193
VI.4.3. Ferrailage exigé par B.A.E.L	194
VI.5. Ferrailage des voiles	202

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction	208
VII.2. Différentes fonctions des fondations	208
VII. 3-Différents types des fondations	208
VII.4. Choix de type de fondation	209
VII.5. Vérification du chevauchement	210
VII. 5.1. Définition du radier	210
VII. 5.2. Pré dimensionnement du radier	210
VII.5.2.1. Calcule du radier	210
VII. 5.2.2.Poids supporté par le radier	210
VII. 5.2.3. Combinaison d'action	211
VII.5.2.4. Surface du radier	211
VII.5.3. Calcul de l'épaisseur du radier	211
VII.5.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage	212
VII.5.4.1. Vérification des contraintes	212
VII.5.4.2. Longueur élastique	213
VII.5.4.3. Evaluation des charges pour le calcul du radier	213
VII.6. Ferrailage du radier	214
VII.6.1. Ferrailage des dalles	214
VII.6.2. Ferrailage des poutres de libages	216
VII.6.2.1. Sens longitudinal. (sens y)	216
VII.6.2.2 Calcul de Q	216
VII.6.2.3. Calcul du ferrailage	217
VII.6.2.4.Sens transversal (sens x)	217
VII.6.2.5. Calcul de Q'	218
VII.6.2.6.Calcul du ferrailage	218
VII.7.Armature de peau	220

VII.7.1 Vérifications complémentaires	221
VII.7.1.1. Contrainte de cisaillement	221
VII.7.1.2. Armatures transversales	221

Conclusion générale et perspectives

Références bibliographiques

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة عمارة سكنية الاستخدامات ذات بنية خرسانية متكونة من طابق أرضي وست طوابق. هذا الإنجاز سيتم بناءه بولاية غليزان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف II_b .

استقرار البناية مضمون و محقق بواسطة عارضة ذاتية الاستقرار والجدران المسلحة. اختيار مختلف العناصر المشكلة للبناية صممت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر
(RPA99V2003,BAEL91...)

Résumé

Dans le cadre de la préparation de la soutenance du projet du fin d'étude, on a étudié un bâtiment constitué d'un RDC et 6 étages à usage d'habitation .ce projet est implanté à la Wilaya de RELIZANE qui est classée en zone II_b.

La stabilisation du bâtiment est assurée par un système de portique auto stable plus voiles de contreventement.

Le choix des différents éléments constituant la structure est faite conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (RPA99V2003, BAEL91...).

Abstract

As part of the preparation for the defense of the end of the study project, we studied a building consists of a ground floor and 6 stories for habitation use. This project is located in Relizane which is classified as seismic zone IIb.

The stabilization of the building is provided by a system of stable self and bracing sails.

The choice of different constituent's structure is in accordance with the regulation currently used in Algeria (RPA99V2003, BAEL91...).



Liste des figures

Listes des figures

Chapitre I: Présentation du projet

Figure I.1: Évolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	21
Figure I.2: Évolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	21
Figure I.3: Diagramme parabole – rectangle.....	24
Figure I.4: Diagramme rectangulaire simplifié.....	25
Figure I.5: Évolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}	27
Figure I.6: Diagramme de déformation – contraintes.....	29
Figure I.7: Diagramme des déformations limitées de la section règles des trois pivots.....	32

Chapitre II: Pré dimensionnement des élément de la structure

Figure II.1: Configuration d'un plancher corps creux.....	35
Figure II.2: Coupe d'un plancher terrasse.....	36
Figure II.3: Coupe d'un plancher étage courant.....	37
Figure II.4: Plancher en dalle pleine.....	37
Figure II.5: Murs extérieurs.....	38
Figure II.6: Murs intérieurs.....	38

Chapitre III: Calcul des éléments non structuraux

Figure III.1: Vue de l'acrotère.....	46
Figure III.2: Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	50
Figure III.3: Schéma des types des balcons.....	51
Figure III.4: Diagramme du moment et l'effort tranchant du balcon.....	53
Figure III.5: Schéma du ferrailage des différents types des balcons.....	62
Figure III.6: Schéma d'un ascenseur.....	63
Figure III.7: Répartition des charges.....	67
Figure III.8: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	67
Figure III.9: Moments de la dalle.....	70
Figure III.10: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	80
Figure III.11: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	84
Figure III.12: Moments de la dalle.....	86
Figure III.13: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	96
Figure III.14: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants.....	102

Figure III.15: Schéma de ferrailage d'escalier pour les deux blocs.....	109
Figure III.16: Ferrailage de la poutre palière.....	114

Chapitre IV: Calcul des planchers

Figure IV.1: Dimensions du corps creux.....	115
Figure IV.2: Détaille d'un plancher en corps creux.....	116
Figure IV.3: Dalle de compression.....	116
Figure IV.4: Schéma explicatif de la poutrelle.....	117
Figure IV.5: Dimension de la poutrelle pour les deux blocs.....	117
Figure IV.6: Schéma explicatif.....	120
Figure IV.7: Moments sur appuis.....	120
Figure IV.8: Schéma explicatif de l'effort tranchant.....	121
Figure IV.9: Schéma explicatif.....	121
Figure IV.10: Diagramme du moment de la poutrelle.....	122
Figure IV.11: Diagramme du moment max et min.....	123
Figure IV.12: Schéma explicatif.....	123
Figure IV.13: Schéma explicatif.....	124
Figure IV.14: Schéma explicatif.....	124
Figure IV.15: Diagramme du moment de la méthode des trois moments.....	125
Figure IV.16: Type des poutrelles du bloc A.....	127
Figure IV.17: Diagramme des moments fléchissants M [kN.m].....	130
Figure IV.18: Diagramme des efforts tranchants T [kN].....	130
Figure IV.19: Diagramme des moments fléchissants M [kN.m].....	131
Figure IV.20: Diagramme des efforts tranchants T [kN].....	132
Figure IV.21: Diagramme des moments fléchissants M [kN.m].....	135
Figure IV.22: Diagramme des efforts tranchants [kN].....	136
Figure IV.23: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	145
Figure IV.24: Schéma de la bielle d'about.....	146
Figure IV.25: Schéma de la bielle d'about.....	157

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Figure VI.1: Zone nodale.....	180
Figure VI.2: Schémas du ferrailage des poutres principales et secondaires du bloc A.....	191
Figure VI.3: Schémas du ferrailage des poutres principales et secondaires du bloc B.....	192
Figure VI.4: Dimension de la zone nodale.....	199

Figure VI.5: Schémas du ferrailage des poteaux.....	201
Figure VI.6: Dimensions du voile.....	204
Figure VI.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	207
Figure VI.8: Disposition du ferrailage du voile.....	207

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure VII.1: Vue d'un radier général.....	209
Figure VII.2: Schéma du panneau le plus défavorable.....	214
Figure.VII.3: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	216
Figure.VII.4: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	217
Figure VII.5: Schéma des armatures de peau.....	220



Listes des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation du projet

Tableau I.1: Caractéristiques géométries du bâtiment.....	14
Tableau I.2: Résistance du béton à 7, 14 et 90 jours.....	20
Tableau I.3: Valeurs de la limite d'élasticité.....	28
Tableau I.4: Déformations limites du pivot.....	31

Chapitre II: Prédimensionnement des élément de la structure

Tableau II.1: Tableau récapitulatif du choix du plancher.....	35
Tableau II.2: Dégression des charges d'exploitation.....	40
Tableaux II.3. Section des éléments de la structure.....	45

Chapitre III: Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.1. Descente de charge du balcon étage courant.....	51
Tableau III.2: Descente de charge du balcon terrasse.....	57
Tableau III.3: Tableau récapitulatif du ferrailage des différents types des balcons.....	61
Tableau III.4: Poids des composants de l'ascenseur.....	64
Tableau III.5: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).....	69
Tableau III.6: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....	75
Tableau III.7: Poids des composants de l'ascenseur.....	81
Tableau III.8: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).....	85
Tableau III.9: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....	91
Tableau III.10: Descente de charge de la paillasse.....	98
Tableau III.11: Descente de charge du palier.....	99
Tableau III.12: Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant.....	101
Tableau III.13. Dimensions de l'escalier du bloc B.....	107
Tableau III.14. Ferrailage des escaliers des deux blocs.....	108

Chapitre IV: Calcul des planchers

Tableaux IV.1: Ferrailage des poutrelles.....	119
Tableaux IV.2. Évaluation des charges subissant les poutrelles.....	127

Tableaux IV.3. Résultats de calcul des poutrelles du bloc A.....	137
Tableaux IV.4. Résultats de calcul des poutrelles du bloc A.....	137
Tableaux IV.5. Résultats de calcul des poutrelles du bloc B.....	138
Tableaux IV.6. Résultats de calcul des poutrelles bloc B.....	138

Chapitre V: Etude sismique

Tableau V.1: Coefficient d'accélération de zone.....	169
Tableau V.2: Facteur de qualité.....	170
Tableau V.3: Poids de la structure.....	172
Tableau V.4: Facteur de participation massique.....	174
Tableau V.5: Facteur de participation massique.....	174
Tableau V.6: Facteur de participation massique.....	175
Tableau V.7: Facteur de participation massique.....	175
Tableau V.8: Vérification des déplacements latéraux interétage.....	176
Tableau V.9: Vérification des déplacements latéraux interétage.....	176

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Tableau VI.1: Récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires.....	190
Tableaux VI.2: Ferrailage des poteaux pour les deux blocs.....	200



Liste des notations et symboles

Liste des notations et symboles

Symboles	Signification
E.L.S	Etat limite de service
E.L.U	Etat limite ultime
Cte	Valeur constante
A_s	Section d'aciers
A_s'	Section d'aciers comprimés
A_{max}, A_{min}	Section d'acier maximale et minimale
A.N	Axe neutre
A_s	Armatures supérieures
A_t	Section d'un cours d'armatures transversales
B_r	Section réduite
B_o	Section homogène totale
E_s	Module d'élasticité
F_{bc}	Résultante des efforts de compression dans le béton
G	Action permanente
I_o	Moment d'inertie de la section totale homogène
M_a	Moment sur Appui.
M_{Ser}	Moment fléchissant à l'état limite de service
M_U	Moment fléchissant à l'état limite de service
$M_{\hat{a}x}$	Moment fléchissant au centre d'un panneau de la dalle articulée
M_{oy}	Moment fléchissant au centre d'un panneau de la dalle articulée pour une bande de largeur unité parallèle à I_y
N_{Ser}	Effort normal de service
N_u	Effort normal ultime
P_{Ser}	Charge concentrée appliquée à l'état limite de service
P_u	Charge concentrée appliquée à l'état limite de service
V_u	Effort tranchant à l'état limite de service
a	Plus petite dimension d'une section transversale
a-b	Dimensions en plan d'un poteau
B	Largeur d'une table de compression
b_o	Largeur d'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T

Liste des notations et symboles

b_1	Largeur d'une aile de tension en T
d	Hauteur utile d'une section
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j jours
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	Rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	Hauteur de flambement
l_i	Portée de la travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
$\eta = 15$	Coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimés
ϵ_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s)
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier-béton
ν	Coefficient de poisson
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_{bc}	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle

Liste des notations et symboles

ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement

Liste des notations et symboles

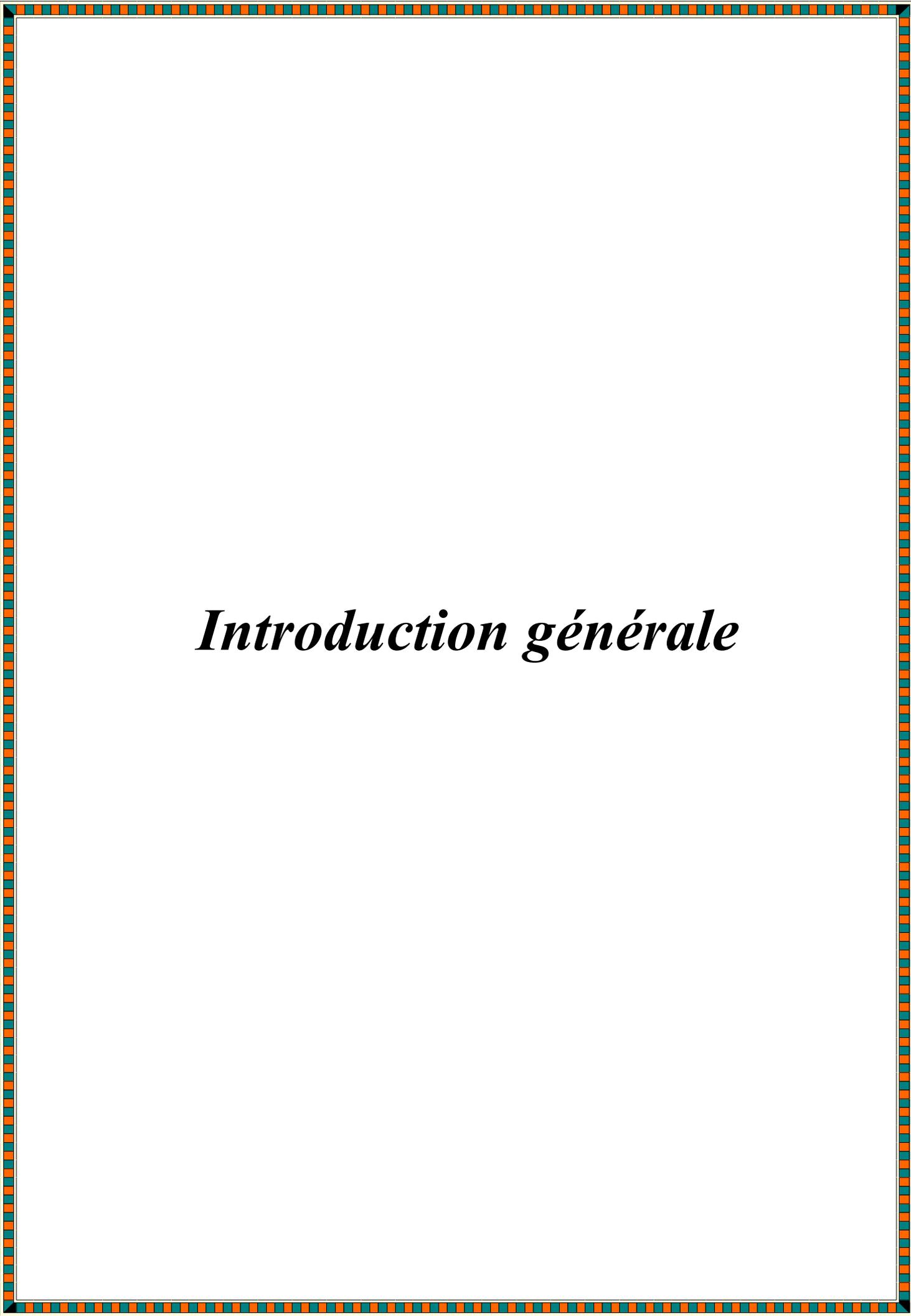
Symboles	Signification
E.L.S	Etat limite de service
E.L.U	Etat limite ultime
Cte	Valeur constante
A_s	Section d'aciers
A_s'	Section d'aciers comprimés
A_{max}, A_{min}	Section d'acier maximale et minimale
A.N	Axe neutre
A_s	Armatures supérieures
A_t	Section d'un cours d'armatures transversales
B_r	Section réduite
B_O	Section homogène totale
E_s	Module d'élasticité
F_{bc}	Résultante des efforts de compression dans le béton
G	Action permanente
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène
M_a	Moment sur Appui.
M_{Ser}	Moment fléchissant à l'état limite de service
M_U	Moment fléchissant à l'état limite de service
$M_{\hat{a}x}$	Moment fléchissant au centre d'un panneau de la dalle articulée
M_{oy}	Moment fléchissant au centre d'un panneau de la dalle articulée pour une bande de largeur unité parallèle à I_y
N_{Ser}	Effort normal de service
N_u	Effort normal ultime
P_{Ser}	Charge concentrée appliquée à l'état limite de service
P_u	Charge concentrée appliquée à l'état limite de service
V_u	Effort tranchant à l'état limite de service
a	Plus petite dimension d'une section transversale
a-b	Dimensions en plan d'un poteau
B	Largeur d'une table de compression
b_0	Largeur d'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T

Liste des notations et symboles

b_1	Largeur d'une aile de tension en T
d	Hauteur utile d'une section
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j jours
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	Rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	Hauteur de flambement
l_i	Portée de la travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
$\eta = 15$	Coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimés
ϵ_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s)
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier-béton
ν	Coefficient de poisson
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_{bc}	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle

Liste des notations et symboles

ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement



Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et par la suite la réalisation d'ouvrages, de nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics, les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement

La construction parasismique est la moyenne la plus sûre de prévention du risque sismique, elle exige le respect préalable des règles normales de bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leur mode d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les codes (règles) parasismiques. L'Algérie en possède un code de calculer sous la dénomination : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur, il est prévu de procéder à l'étude génie civil d'un ouvrage en béton armé prenant en compte les aspects et le règlement parasismiques régissant la région de l'implantation de cet ouvrage. Pour ce faire.

Celui-ci sera soumis à des variations sismiques pour évaluer sa capacité de résistance.

L'étude que nous avons entreprise a deux objectifs :

D'une part, le calcul d'un bâtiment en béton armé en respectant les nouvelles règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003.

D'autre part, l'évaluation de la vulnérabilité au séisme du bâtiment à vis-à-vis des conditions de sécurité exigée par Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.

Ce projet de fin d'études nous a permis d'avoir une large vision sur la responsabilité de l'ingénieur dans l'acte de bâtir, ainsi que la façon de trouver un compromis entre l'aspect technique et économique sans pour autant que cela soit au détriment de la sécurité de l'ouvrage construit (la sécurité de habitants).

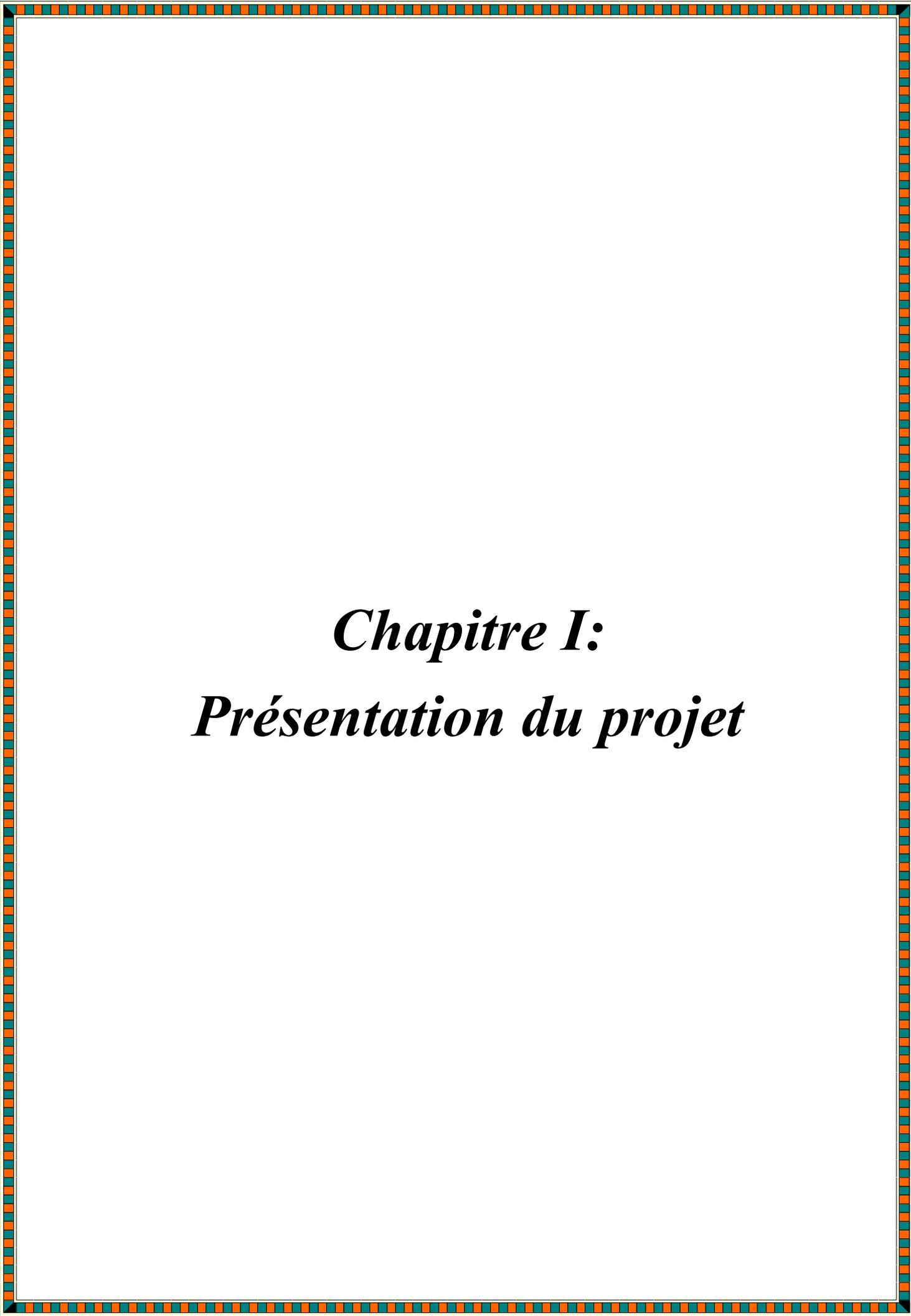
Chaque étude de projet du bâtiment en béton armé a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie: sert à diminuer les coûts du projet
- Confort.
- Esthétique.

Notre travail est constitué de sept chapitres:

- Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.);
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux;
- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des planchers;
- Le cinquième chapitre se portera sur l'étude sismique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 9.7;
- Le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des portiques et des voiles de contreventement;
- Le septième chapitre consiste à l'étude de l'infrastructure.

On termine notre travail par une conclusion générale et des perspectives.



Chapitre I:
Présentation du projet

I.1. Introduction

Le projet qui m'a été confié consiste à l'étude technique d'une structure en béton armé à usage multiple composé de deux blocs l'un à côté de l'autre séparés par un joint sismique, les deux blocs sont en forme régulière « barre ».

Cet ouvrage sera implanté à la Wilaya de Relizane, classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIb) ; groupe d'usage 2 « ouvrage courants on importance moyenne » d'après les règles parasismiques Algériennes RPA 99 « version 2003 »

Ce type de bâtiment est le plus utilisé dans le pays, composé d'un Rez-de-chaussée suivi de six étages multiples, de plancher utilisé est plancher à corps-creux composé par des poutrelles, la terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements, on adapte les dalles plaines ou niveaux des balcons (loggia et séchoir)

La structure est contreventée par un système de contreventements mixtes assurée par des voiles et des portiques, la hauteur d'étage est identifiée de valeurs de 3.06m, une diminution de coffrage des poteaux sera effectuée à partir des 4^{ème} niveaux, le remplissage des façades est en maçonnerie « brique creuse », le bâtiment fondé sur un sol meuble et le système de fondation qui lui est constitué composé d'un radier général.

I.1.1. Caractéristiques géotechniques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble présentant les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 17 \text{ KN}$
- La profondeur d'ancrage $D = 1,5\text{m}$

I.1.2. Caractéristiques géométriques

a) Géométrie du bâtiment :

Bloc	A	B
Longueur totale du bâtiment	20.95m	27.3m
Largeur totale du bâtiment	8.65m	25.01m
Hauteur R.D.C	3.06m	3.06m
Hauteur des étages courants (1 ^{ème} – 6 ^{ème})	3.06m	3.06m
Hauteur totale de la structure en enlève l'acrotère	21.42m	21.42m
Hauteur de l'acrotère	0.70m	0.70m

Tableau I.1: Caractéristiques géométriques du bâtiment

I.2. Description des différents éléments de la structure

a. Plancher

C'est une aire plane destinée à séparer les niveaux on distingue généralement deux type : Plancher à dalle pleine ; Plancher à corps-creux.

Le plancher sont conçus d'abord pour reprendre les charges verticales cependant ils jouent un rôle très important dans la structure comme élément de contreventement, isolation, remplissage. Pour notre structure, nous avons adapté un plancher à corps-creux (16+4,5) pour RDC et pour les étages courants.

b. Escalier

Ce sont des éléments non-structuraux qui servent à relier les niveaux successifs et facilité le déplacement inter-étage, nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier à deux volées avec un seul palier intermédiaire utiliser pour l'accès du RDC, jusqu' au 6^{ème}.

c. Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en brique creuses.

- Mur extérieurs : les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques creuse de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, afin assuré une isolation thermique et phonique

Mur intérieurs : Réaliser par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services

d. Revêtements

- Les mortiers utilisés pour les constructions en maçonnerie seront à base de ciment ou ciment
- chaux hydraulique et leur résistance minimale caractéristique à la compression sera de 5 MPa.
- En utilise l'enduit en plâtre pour les plafonds,
- Enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et les cloisons
- Revêtement en carrelage pour les planchers
- Le plancher de terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.
- Pour l'escalier « marche et contre marche » on utilise mortier de pose en ciment.

e. Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

L'isolation thermique est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieurs.

f. Ossature

C'est l'ensemble des éléments structuraux qui sont les poteaux, poutres et voiles de contreventement

Notre bâtiment dépasse les 4 niveaux ($h=21.42m$), situé en zone II, donc le contreventement par les portiques sont écarté, il faut assurer la stabilité du bâtiment par un système structurel mixte en béton armé (portique, murs voiles), pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

-les voile de contreventement ne doit pas reprendre des oscillations due aux charge verticales ;

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

g. Hypothèses du calcul

Les hypothèses de calcul adopté pour cette étude sont :

- La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25MPa$
- La résistance caractéristique du béton à la traction : $f_{t28} = 2.1MPa$
- Le module d'élasticité différé $E_{V28} = 10818MPa$
- Le module élasticité instantané $E_{i28} = 32164MPa$
- La limite élasticité de l'acier à haut adhérence FeE400 : $f_e = 400MPa$
- La limite élasticité de l'acier rond lisse FeE235 : $f_e = 235MPa$
- Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s = 200.000MPa$

I.3. Caractéristique des matériaux de construction

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003et le CBA93.

I.3.1. Béton

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par le mélange de qualité et la quantité convenable du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage et éventuellement des produits d'addition (adjuvants), la qualité du ciment et ces particularités dépendent aux propositions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange, l'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur la durcissement et la cuisson des béton.

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression (d'ordre de 25 à 40 MPa), mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction (de 1/10 de sa résistance à la compression), pour cela on introduit des armatures pour pallier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m^3) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment (CPJ42.5) ;
- 400 L de sable ($d_g \leq 5 \text{ mm}$) ;
- 800 L de gravillon ($d_g \leq 25 \text{ mm}$) ;
- 175 L d'eau de gâchage.

L'ensemble de ces composants est basé avant tout sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton. La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Le coulage du béton dans le coffrage ;
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

a. Principaux avantages du béton armé

- Économie

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

- Souplesse des formes

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

- Résistance aux agents atmosphériques: Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

- Résistance au feu: Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

- $e = 7 \text{ cm}$; pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$; pour une heure de coup de feu.

- $e = 17,5\text{cm}$; pour une heure de coup de feu.

b. Principaux inconvénients du béton armé

Les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique est :

Béton armé : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé : $\gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

c. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

c.1. Masse volumique: La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2500 kg/m³. Cette masse volumique peut être augmentée avec la modalité de la mise en œuvre, en particulier avec la vibration

c.2. Retrait: Défini par la diminution de la longueur d'un élément, le raccourcissement instantané du béton due au départ de l'eau libre interne, il est d'autant plus important que la pièce est de grande dimension, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement, on l'estime que le raccourcissement unitaire due au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièce non massive à l'air libre)

$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_{r0}(t)$ Avec $\varepsilon_r(t)$: retrait final du béton (la déformation finale)

ε_r : **Exprimée** par la formule : $K_s \cdot \varepsilon$ avec :

K_s : Coefficient qui dépend du pourcentage d'armatures adhérentes ou armature

(transversale longitudinale A_s) et s'exprime par :

$$K_s = \frac{1}{1 + 20\rho_s}$$

$r(t)$: une fonction du temps : la loi d'évolution du retrait, qui varie de 0 à l'infini, et lorsque le temps « t » compté à partir de la fabrication du béton, varie de 0 à 1 .

À défaut de résultats expérimentaux la loi d'évolution du retrait est donnée par :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} \text{ Avec } \left\{ r_m : \text{rayon moyen de la pièce} = \frac{\text{air des section de pièce}}{\text{périmètre de pièce}} \right.$$

$$\text{Si } : t = 0 \rightarrow r(t) = 0 ; \text{ si } : t = \infty \rightarrow r(t) = 1$$

Le retrait et le raccourcissement du béton en absence de toutes charges dues à l'évaporation de l'excédent d'eau de gâchage (malaxage) il dépend de certains paramètres.

Le dimensionne la pièce ; l'humidité de l'air ambiant ; la qualité d'armatures ; la quantité de l'eau ; le dosage en ciment ; le temps

c.3. Fluage

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge constante appliquée, c'est une déformation de béton de longue durée sous certaine constant, il dépend de certain nombre paramètre :

-la résistance du béton ; la charge appliquée ; l'âge du béton ou moment de l'application de la charge ; l'humidité relative ; la durée de l'application de la charge ; les dimensions, la section le dosage en ciment, la teneur en eau, et la température

A défaut de mesures on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont double de celles dues aux mêmes contraintes.

Supposées de courte durée et appliquées ou même âge.

Dans le calcul relatifs aux états limite de service, la déformation de fluage à l'instante « t » d'un béton soumis à l'Age $j = t_1 - t_0$ à un contraint constante σ_1 est exprimé sous la forme suivants :

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} \cdot K_{fl}(t_1 - t_0) \cdot F(t - t_1); \varepsilon_{ic} = \frac{\sigma_1}{Ei28}$$

Avec :

t_0 : Date de bétonnage

t_1 : Date de mise en charge

ε_{ic} Déformation instantanée sous l'effet de la contrainte σ_1

K_{fl} : Coefficient de fluage qui dépende de l'Age ($t_1 - t_0$) du béton ou moment où il subit la contrainte σ_1

$F(t - t_1)$: Une fonction de la duré du chargement ($t_1 - t_0$) exprimée en jours varie de 0 à 1

On peut également exprimer ε_{fl} sous cette forme $\varepsilon_{fl} = \varepsilon_i \cdot \varnothing (t_1 - t_0) \cdot f(t - t_1)$

Avec : ε_i la déformation instantanée : $\varepsilon_i = \frac{\sigma_1}{Eij}$

$\varnothing = \frac{K_{fl} \cdot Eij}{Et28}$ dans les cas courant on peut prendre : $\varnothing = 2$

La loi d'évaluation de fluage $f(t - t_1)$ est donne par la formule :

$$f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + 5\sqrt{rm}}$$

Avec :

r_m : le rayon moyen en cm

$t - t_1$: exprimer en joues

d. Résistance mécanique

d.1. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge 28 jours dite valeur caractéristique requise « spécifiée » celle-ci noté f_{c28}

Selon les règles [BAEL91] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28sij} < 60 \text{ jours} \\ f_{c28} \geq 40 \text{MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28sij} < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours on prend : f_{c28}

Pour $j \geq 60$ jours on prend $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude on prend : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

F_{c28} (Mpa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	1,06	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

Tableau I.2: Résistance du béton à 7, 14 et 90 jours

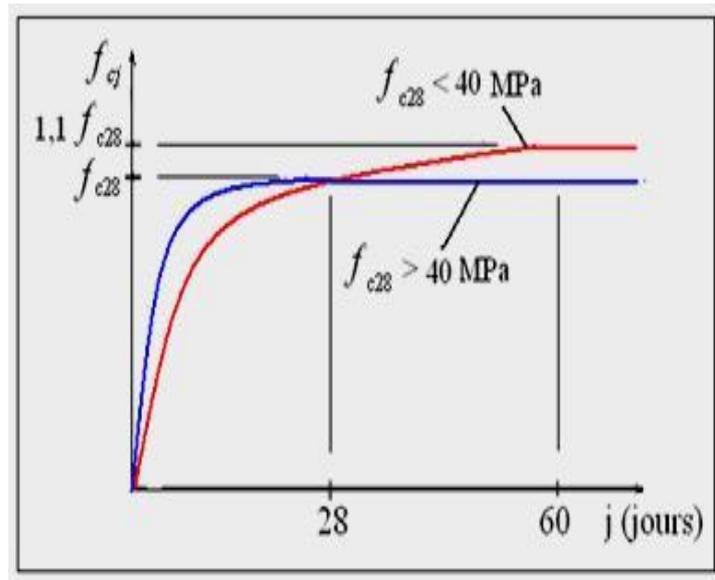


Figure I.1: Évolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

d.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton est la capacité des particules du matériau tendent à être séparées, la traction entraîne dans les limites d'élasticité du matériau une elongation et une contraction latérale

La résistance du béton à la traction à j jours noté est conventionnellement définie et déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ pour } f_{c28} < 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa, pour } f_{c28} > 60$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

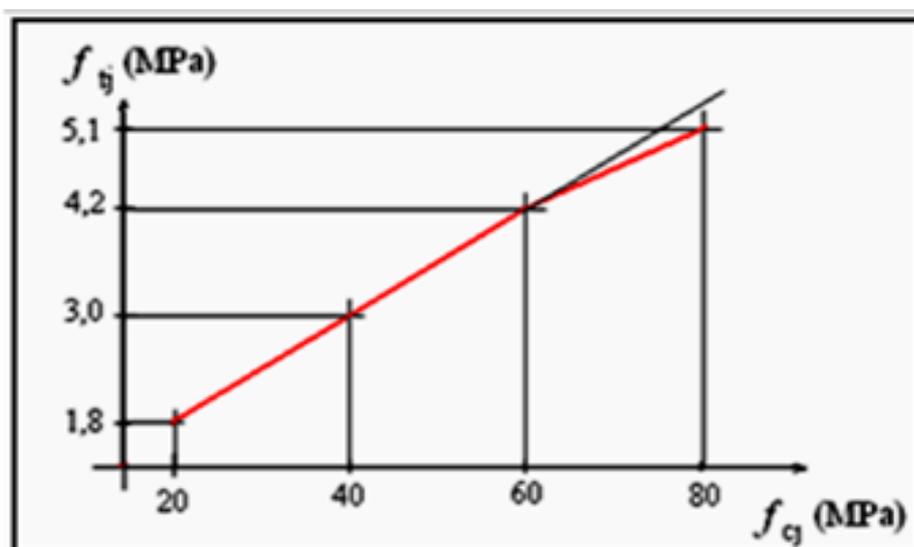


Figure I.2. Évolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

e. Essai de rupture

e.1. Essai de rupture par compression sous charge instantanée

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindre droite de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est : $B = 200 \text{ cm}^2$ Ainsi si p est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j »

$$\text{Jours :} \quad F_{cj} = p/B = p/0.02 \text{ MPa.}$$

e.2. Essai de rupture par traction

La résistance à la traction est déduite d'essai effectuée selon deux modes opératoires :

1/ flexion d'éprouvette prismatique non armée de côté 7.06 cm et de section 50 cm^2

2/ fendage diamétrale d'un éprouvette cylindrique (essai dit « brésilien »).

I.4. Contrainte limite

1. Définition des états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

La théorie des états limites considère 2 états limites principale selon BAEL91 [Art. A.1.2]

a. État limite ultime

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une actions appliquées, il correspond à la perte d'équilibre statique (bascullement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

b. État limite de service

Se soucient les conditions exploitation des ouvrages du béton max (elle à pour but d'éviter la déformation des fissures).

Limitation des flèches ainsi que leurs valeur limites.

Limitation d'ouverture de fissure pour d'assures que les armatures sont convenablement protégée.

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

I.5. Méthode de calcul

Une connaissance plus précise du comportement du béton armé à la suite de nombreux essais effectués dans différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul.

a. Contrainte ultime du béton en compression

a.1. États limite de résistance (E.L.U.R)

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

- Diagramme parabole – rectangle

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

- La contrainte maximale est atteinte pour un raccourcissement unitaire du béton égal à 2‰
 - Lorsque le raccourcissement unitaire dépasse 2 ‰ la contraint diminue. Ce phénomène semble être provoqué par la multiple microfissure qui se produit dans les mortiers.
- Le module d'élasticité c'est la pente d'un droit reliant l'origine à un point du diagramme dont l'ordonner égale à 0.5
- $c = 3‰$ pour le calcul de la résistance en flexion des éléments en bétons armé

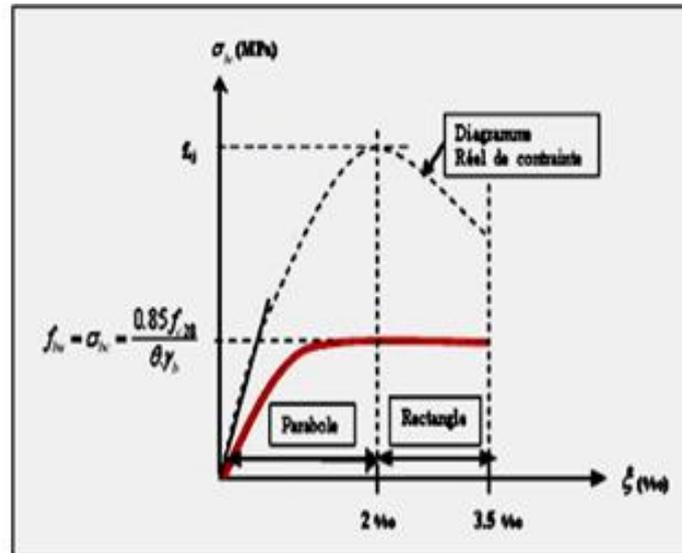


Figure I.3: Diagramme parabole – rectangle

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton σ_{bc} est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaison accidentelles} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{bcl} = 2 \text{ ‰} \\ \epsilon_{bcl} = 3,5 \text{ ‰} \quad \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \epsilon_{bcl} = (4,5; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} \quad \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h .

Avec:

Déformation du béton en compression ;

Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$;

Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{cas général} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{cas accidentels} \end{array} \right.$$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

-Diagramme rectangulaire simplifié

Lorsque la section droite n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié, défini ci-après, dans lequel y_u représente la distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

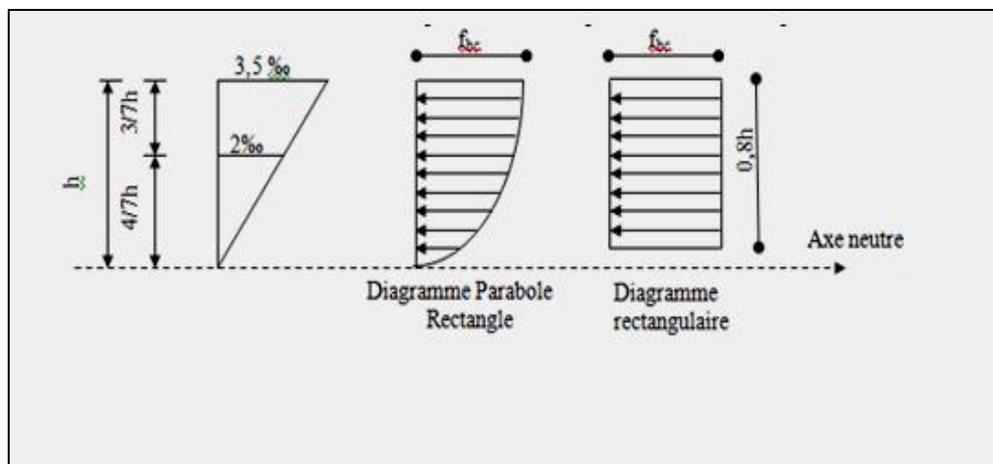


Figure I.4: Diagramme rectangulaire simplifié

a.2. États limite de service

La déformation nécessaires pour atteindre L.E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc la loi de HOOK de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à L.E.L.S avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$, la résistance mécanique des bétons tendu est négliger. De plus on adopte en générale une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15de celle de l'acier.

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

b. Contrainte ultime de cisaillement (BAEL91/Art A – 5-1-21)

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

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec : b_0 largeur de la pièce

d : hauteur utile

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.50}; 5 \text{ MPa}\right) ; \text{ fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.50}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa})$$

$\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

I.6. Module de déformation longitudinale du béton :

On distingue le module de, instantané E_{ij} , et différé E_{vj} .

a. Module de déformation instantanée

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durées inférieures de 24 heures, pour le chargement de long durée (cas courant), le module de déformation instantané du béton âgé de j jours est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.10 \text{ MPa}$$

b. Module de déformation différée

on utilise le module différé, qui prend en compte artificiellement la déformation du fluage du béton celle-ci représente approximativement trois fois la déformation instantanée, le module différé est pris égal à trois fois le module

Instancié $E_{ij} = 3E_{vj}$; $E_{vj} = E_{ij} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$

c. Module de Young

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

$$\text{du béton : } \begin{cases} E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 4400\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{cj} > 60 \text{ MPa sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100(f_{cj}) \text{ si } f_{cj} > 60 \text{ MPa avec fumée de silice} \end{cases}$$

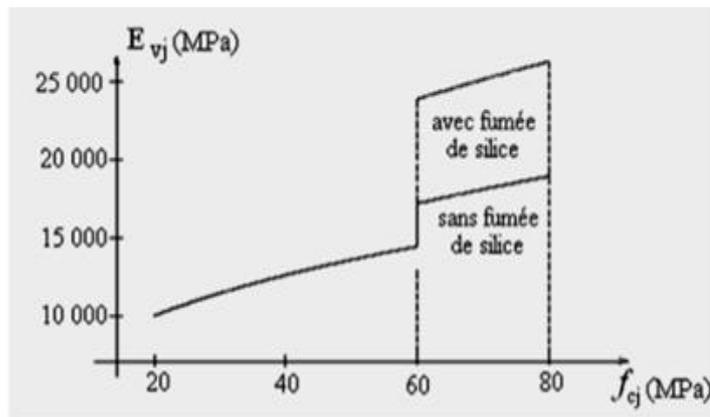


Figure I.5: Évolution du module de Young différé E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}

I.7. Module de déformation transversale « Coefficient de poisson »

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique ou il y a proportionnalité des contraintes et des formations. Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contrainte de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué.

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l)$$

Avec :

$(\Delta d/d)$: déformation relative transversale

$(\Delta l/l)$: déformation relative longitudinale

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

-Le coefficient de Poisson du béton est pris égale à :

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) ; (béton fissuré) $\rightarrow G = 16082,1$

$V=0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) ;(béton non fissuré) $\rightarrow G = 13401,75$

I.8. Aciers

Acier est un résultat d'un alliage de (Fer+Carbone) en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement, de torsion, les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faible), de l'ordre de 500MPa, mais si aucune traitement à réaliser il subit l'effet de corrosion, de plus son comportement est ductile avec des déformations très importantes avant rupture de l'ordre de la dizaine de%).

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : $78,5 \text{ KN/m}^3$ et son module d'élasticité longitudinal est de : $E_s 200000 \text{ MPa}$

- Dans la pratique on utilisé les nuances d'acier suivantes

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant.
	F_eE24	235	Épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant.
	F_eE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_eTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	$TL50 \Phi > 6\text{mm}$ $TL50 \Phi \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau I.3: Valeurs de la limite d'élasticité

1. Caractéristique mécanique

Les caractéristiques mécanique des aciers d'armature son donnée de façon empirique à partir des essais de traction en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε

1.1. États limite ultime

Le comportement des aciers pour les calculs à LELU vérifier une loi de type élasto-plastique parfait, pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\gamma_s = 1,15$; Cas générale, on a $\sigma_s = 348\text{MPa}$

$\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaisons accidentelles, on a $\sigma_s = 400\text{MPa}$

E_s : module d'élasticité / $E_s = 200000 \text{ MPa}$

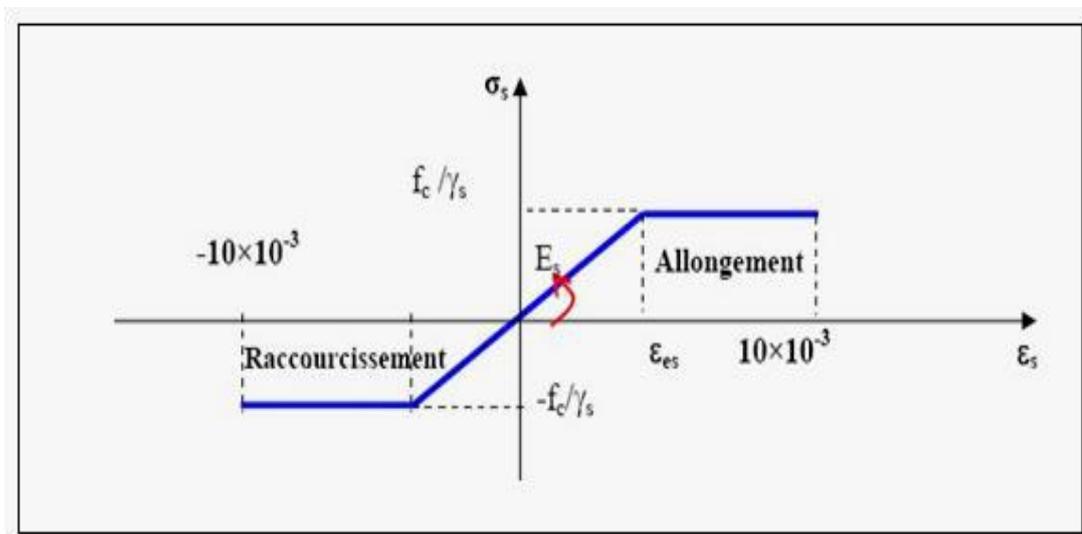


Figure I.6: Diagramme de déformation – contraintes

1.2. États limite de service

-Les contraintes limite de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état d'ouverture des fissures.

$$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e ; (\text{Pas de limitation}) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_s; 110 \times \sqrt{\eta} \times f_{tj} \text{Mpa} \right) \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_s; 90 \times \sqrt{\eta} \times f_{tj} \text{Mpa} \right) \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration tré préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{st} = 165 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{mm} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{mm} \end{array} \right.$$

f_{tj} ; Résistance caractéristique a la traction du béton.

f_s : Limite d'élasticité des acirs

L'allongement relative de l'acier : $\epsilon_s = (F_e/\gamma_s) / E_s$

c-Poids volumique : le poids caractérisé de l'acier égale

$$\text{-Acier400} \dots \dots \dots \gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$$

2. Hypothèse de calcul de section en béton armé

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- États limites ultimes de résistance E.L.U.R
- États limites de service E.L.S

a. E.L.U.R

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

*Hypothèses de calcul

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;

Le raccourcissement du béton est limité à :
$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{array} \right.$$

L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$

- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression

1. Règles des trois pivots

Consiste à supposer que le domaine de sécurité passe par les pivots (A.B.C), en fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peuvent intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰ supposé concentrée
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5\text{‰}$ de la fibre la plus comprimée
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰ de la fibre située à $3/7$ de la fibre la plus comprimée

Tableau I.4: Déformations limites du pivot

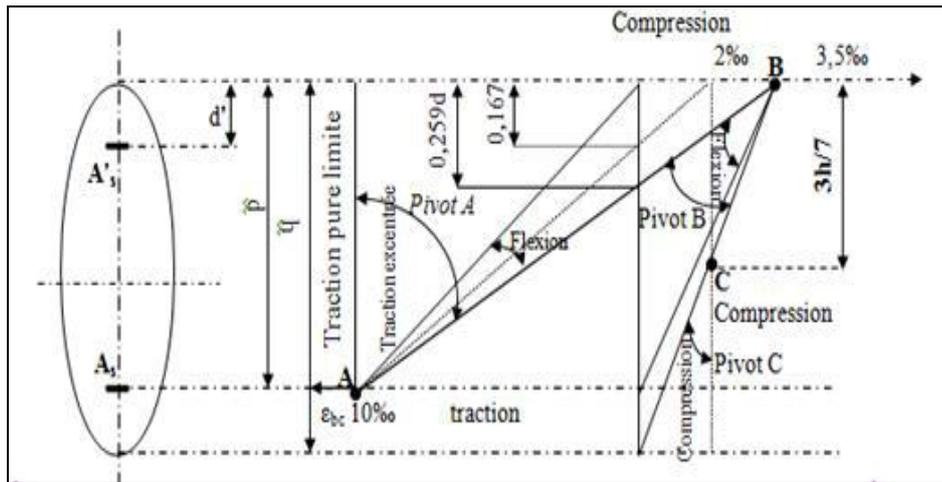


Figure I.7: Diagramme des déformations limitées de la section règles des trois pivots

b-E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

***Hypothèses de calcul**

- Les sections droites restent planes.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \\ \epsilon_s = \frac{\Delta l}{L} \end{array} \right.$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalanncce.}$$

I.9. Actions

Sont les forces appliquée à une construction soit :

Directement : action permanents, action variable d'exploitations action climatique et action accidentelles.

Indirectement : effet de retrait et de fluage ; variation de température et tassement

-On distingue trois types :

1. Actions permanentes G

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite, elles comprennent :

- Poids propre de la structure
- poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtements)
- efforts (poids, poussée des eaux et de terres)
- efforts due à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

2. Actions variables Q

Dans l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques
- L'explosion (gaz, bombes)
- Séisme

3. Actions accidentelles

Noté Fa provenant des phénomènes rare telle que séisme ou bien le choc.

I.10. Sollicitations

Les sollicitations sont définis comme étant les efforts provoquées en chaque section de la structure, parles action qui s'exercent sur elles, les sollicitations sont exprimer sous formes des forces, d'efforts (normaux ou tranchants), de moment (de flexion, de torsion....etc.)

De façon générale les sollicitations sont calculées on utilise pour la structure un modèle élastique et linéaire on emploie les procédé de la résistance des matériaux dans les mesures ou la forme des pièces permet

I.10.1. Sollicitations du calcul vis-à-vis des états limites

•État limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35.G + 1,5.Q$$

• **État limite de service**

Combinaison d'action : G+Q

• **RPA**

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

Pour les poutres :

$G+Q \pm E$

$0,8G \pm E$

Pour les poteaux :

$G+Q \pm 1,2E$

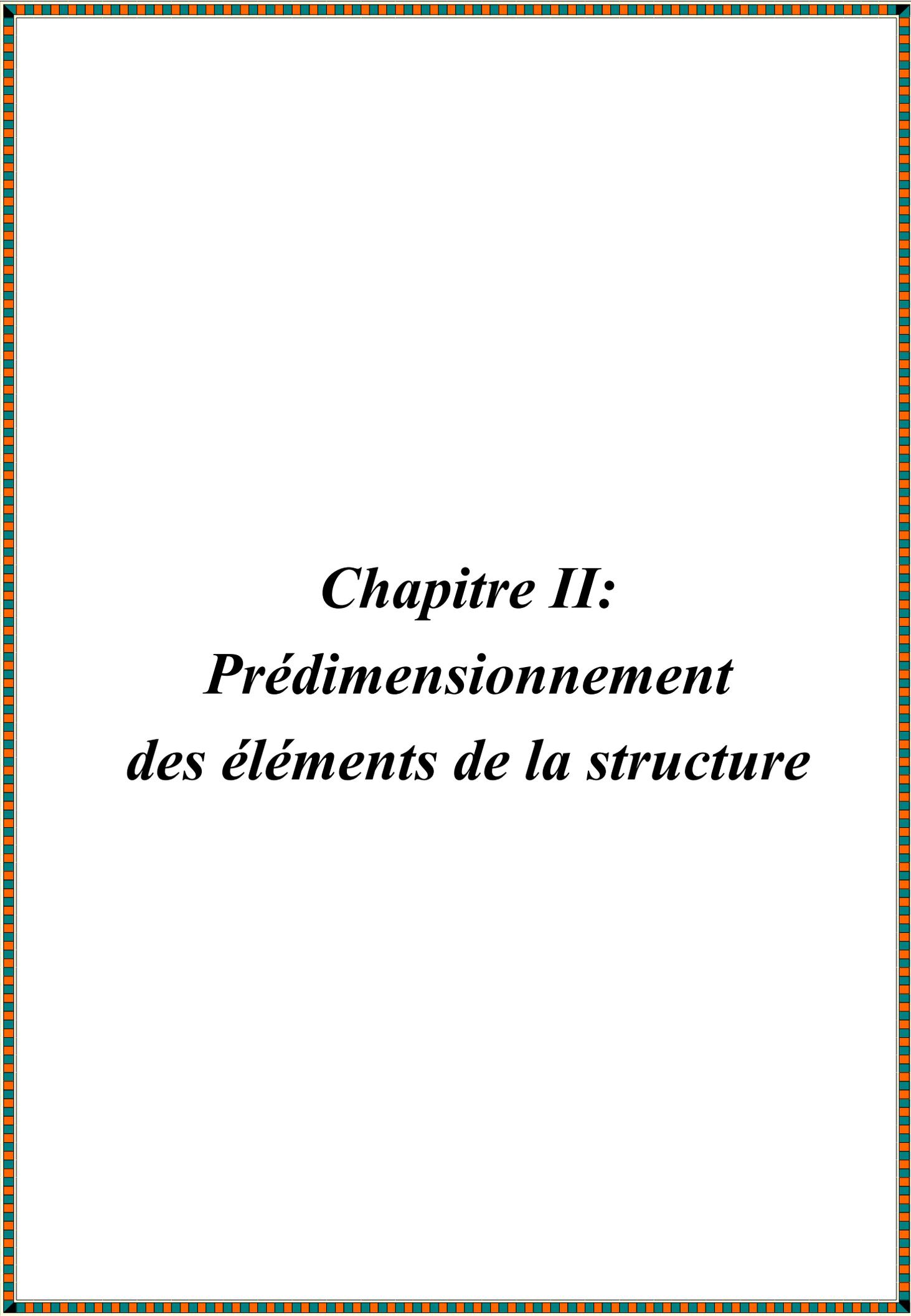
$0,8G \pm E$

Avec :

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: effort du séisme



Chapitre II:
Prédimensionnement
des éléments de la structure

II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : Poutres, poteau, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire dans une étude de projet en béton armé elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre toutes en respectant les règles générales en vigueur BAEL91 et RPA 99 version 2003.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3, ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Nous avons choisi deux types des planchers : Plancher en corps creux et plancher en dalle pleine en béton armé.

1. Bloc A

II.2.1. Plancher en corps creux

Pour dimensionner le plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur de plancher il suffit de satisfaire la condition de **BAEL 91** suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \text{ avec } \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

Niveaux	L_{\max} (m)	$L_{\max}/22.5$	h_t (cm)	Type du plancher
Terrasse et étage courant	4.25	18.88	20	Corps-creux 16 + 4
RDC	4.25	18.88	20	Corps-creux 16 + 4

Tableau II.1: Tableau récapitulatif du choix de plancher

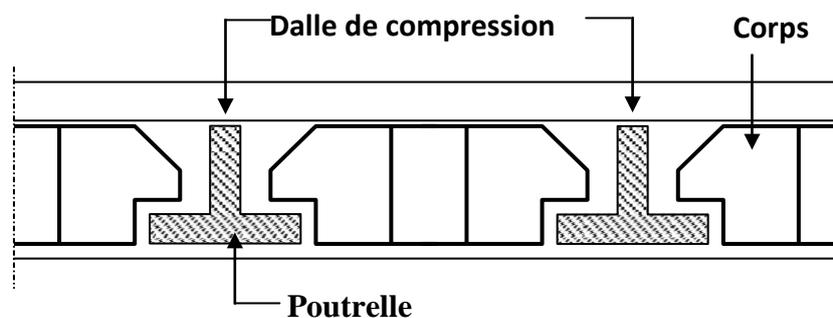


Figure II.1: Configuration d'un plancher corps creux

II.3. Evaluation des charges et des surcharges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage (DTR BC 2.2 Annexe C).

II.3.1. Charges permanentes et d'exploitation

a. Plancher terrasse inaccessible (corps creux):

- | | |
|--|----------------------------------|
| 1) Protection en gravillon roulé (4cm):..... | 4 x 0.20 = 0.80kN/m ² |
| 2) Etanchéité multicouche (2cm):..... | = 0.12kN/m ² |
| 3) Forme de pente en béton léger..... | = 0.90kN/m ² |
| 4) Asphalté coulé sablé (2.5cm) + polystyrène..... | = 0.66kN/m ² |
| 5) Plancher en corps creux + dalle de compression (16 +4)..... | = 2.80kN/m ² |
| 6) Enduit en plâtre (2cm)..... | 0.1 x 2 = 0.20kN/m ² |

$$G = 5.48\text{kN/m}^2$$

$$Q = 1.00\text{kN/m}^2$$

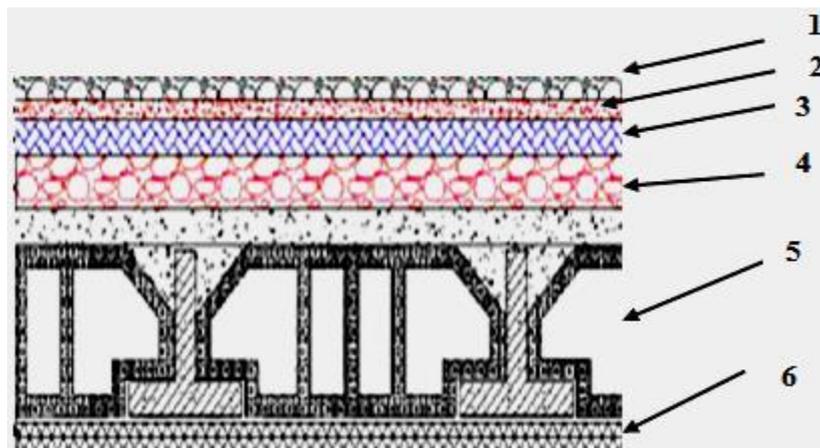


Figure II.2: Coupe d'un plancher terrasse

b. Plancher étage courant :

- | | |
|---|------------------------------------|
| 1) Revêtement en carrelage (2cm)..... | 2 x 0.2 = 0.4kN/m ² . |
| 2) Mortier de pose (2cm)..... | 2 x 0.22 = 0.44kN/m ² . |
| 3) -Sable fin pour mortier (2cm)..... | 2 x 0.17 = 0.34kN/m ² . |
| 4) -Plancher en corps creux +dalle de compression (16 +4) | = 2.80kN/m ² . |
| 5) Enduit en plâtre (2cm)..... | = 0.28kN/m ² . |
| 6) Cloisons en brique creux (10cm)..... | = 0.90kN/m ² . |

$$G = 5.16 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

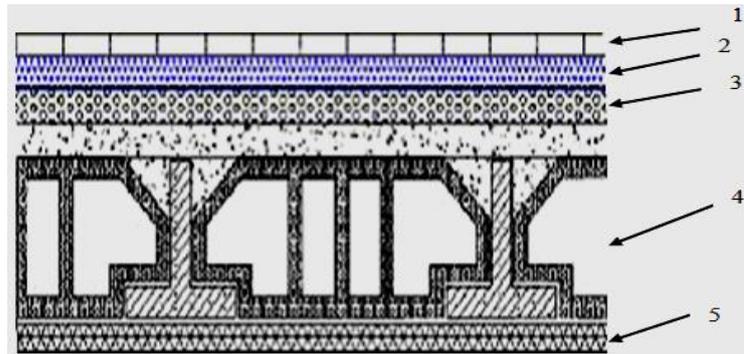


Figure II.3: Coupe d'un plancher étage courant

c. Dalle Pleine « Balcon » :

1) Revêtement en carrelage (2cm).....	0.2 x 2 = 0.4kN/m ²
2) mortier de pose (2cm).....	0.2 x 2 = 0.4kN/m ²
3) Sable fin pour mortier (2cm).....	0.17 x 2 = 0.34kN/m ²
4) Plancher à dalle pleine en béton armé (15cm).....	0.25 x 15 = 3.75kN/m ²
5) Enduit en plâtre (2cm).....	0.1 x 2 = 0.20kN/m ²
6) Cloison en briques creuses.....	= 0.90kN/m ²

$$G = 5.99 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

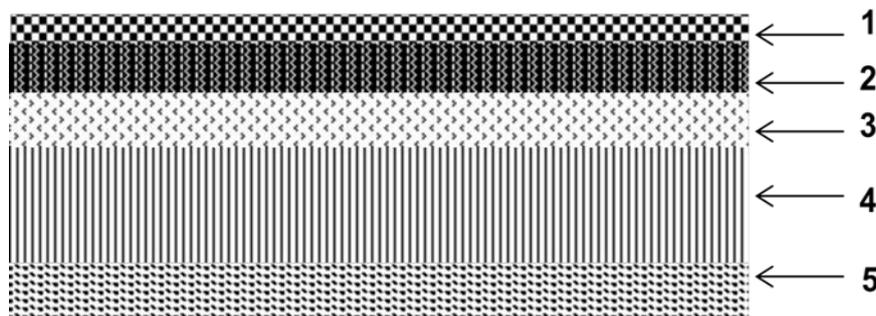


Figure II.4: Plancher en dalle pleine

d. Murs de façade extérieurs :

1) Enduit extérieur en ciment (2cm).....	= 0.36kN/m ² .
2) Paroi en briques creuses (15cm).....	= 1.30kN/m ² .
3) Paroi en brique creuses (10cm).....	= 0.90kN/m ² .
4) Enduit intérieur en plâtre (1.5cm).....	= 0.27kN/m ² .

$$G \text{ (RDC au 6}^{\text{ème}} \text{ étage)} = 2.83 \text{ kN/m}^2$$

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et des fenêtres). On obtient:

$$G = 2.83 \times 80\% = 2.83 \times 0.80 = 2.26\text{kN/m}^2.$$

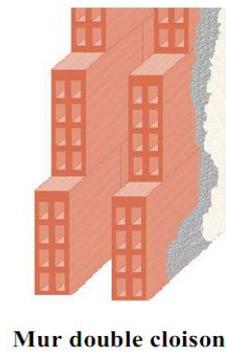
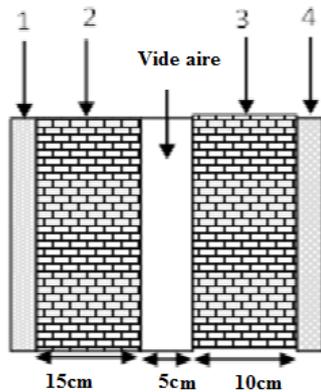


Figure II.5: Murs extérieurs

e. Murs intérieurs :

Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) :	= 0.27kN/m ²
Briques creuses (10 cm) :	= 0.90kN/m ²
Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) :	= 0.27kN/m ²
	G = 1.44kN/m ²

avec une ouverture de 20% : $G = 1.44 \times 80\% = 1.44 \times 0.8 = 1.152\text{kN/m}^2$

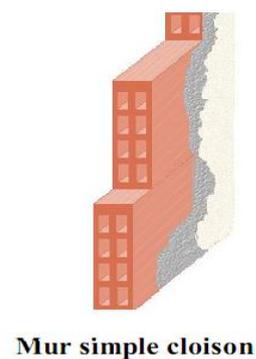
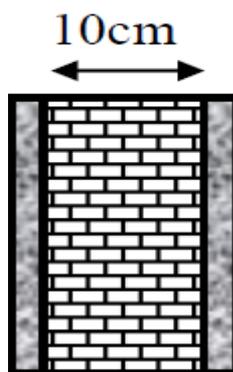


Figure II.6: Murs intérieurs

II.4. Prédimensionnement des poutres :

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{hauteur utile} \end{array} \right.$$

II.4.1 Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 500 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 33.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} \\ 12.15 \text{ cm} \leq b \leq 16.2 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30 x 45) cm²**

II.4.2. Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 460 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 46 \text{ cm} \\ 9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.6 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.17 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30 x 35) cm²**.

II.5. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit **Q₀** la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Niveau	Dégression des charges par niveau	Charge (kN/m ²)
Terrasse	$N_{q_0} = 1.00$	1
06	$N_{q_1} = q_0 + q_1$	2.5
05	$N_{q_2} = q_0 + 0.95 (q_1 + q_2)$	3.85
04	$N_{q_3} = q_0 + 0.9 (q_1 + q_2 + q_3)$	5.05
03	$N_{q_4} = q_0 + 0.85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6.1
02	$N_{q_5} = q_0 + 0.8 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7
01	$N_{q_6} = q_0 + 0.75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7.75
RDC	$N_{q_7} = q_0 + 0.75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8,87

Tableau II.2: Dégression des charges d'exploitation

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

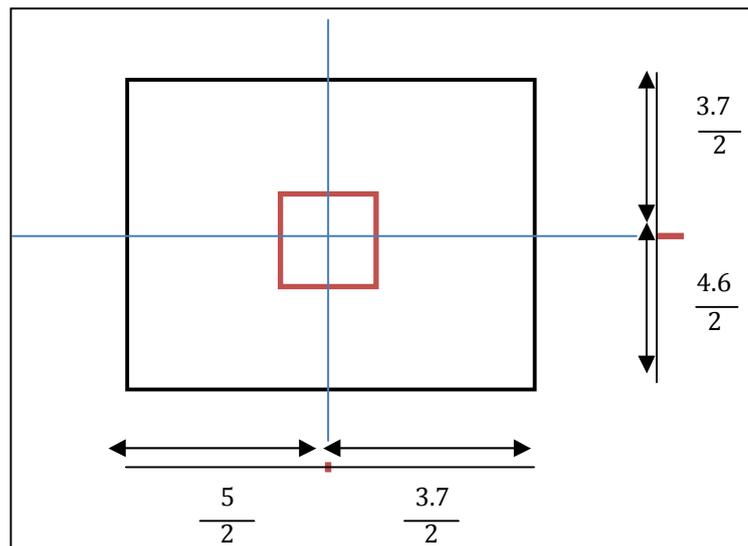
Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas

Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.6.1. La surface afférente du poteau :

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre:



$$S = \left(\frac{3.7}{2} + \frac{4.6}{2} \right) \left(\frac{5}{2} + \frac{3.7}{2} \right) \rightarrow S = 18.05m^2$$

On a trois types de coffrage des poteaux :

Type 1 : RDC, 1^{ère}, 2^{ème}.

Type 2 : 3^{ème}, 4^{ème}

Type 3 : du 5^{ème} à 6^{ème} étage. On a diminué le coffrage des poteaux de la raison d'économie

b.2-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

b.2.1-les efforts de compression dus aux charges permanentes NG :

$$G_{\text{terrasse}} = (5.48) \times 18.05 = 98.91KN$$

$$G_{(RDS,EC)} = (5.16) \times 6 \times 18.05 = 558.82KN$$

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5 = 16.875KN$$

$$G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 4.6 = 12.075KN$$

$$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps}) \text{ Avec : } G = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{étage}}$$

$$G = 6 \times [18.05 \times (5.48 + 5.16) + 16.87 + 12.07]$$

$$G = 1325.95KN$$

Majoration des efforts: On doit majorer les efforts de 10%

$$N_G = 1.1 \times G = 1.1 \times 1325.95 = 1458.545KN$$

b.2.2-Les efforts de compression due aux charges d'exploitation NQ :

Par l'application de la loi de dégression on a : $Q = 8,87 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 8,87 \times 18.05 = 160,10KN$$

$$N_Q = 1,1 \times Q = 176,11KN$$

$$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_U = (1.35 \times 1458.545) + (1.5 \times 160,10)$$

$$N_U = 2233,19KN$$

b.2.3-Détermination de a :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i}$$

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

Avec :

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élanement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapport à un point passant centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On prend : $a = 45\text{cm}$

b.2.4-Détermination de b :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b \cdot \theta} + A_S \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}; Fe = 400\text{MPa}; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2)\text{cm}^2$$

B_r = Section réduite

A_S = Section d'armature longitudinale

$$A_S = 0.9\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone(IIb)}$$

$$A_S = 0.9\% [38(b - 2)] = 0.342(b - 2)\text{cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 306}{0.289 \times 40} = 18.52 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.52}{35} \right)^2} = 0.801$$

$$N_U \leq 0.8 \left[\frac{43(b - 2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.342(b - 2) \times 400}{1.5 \times 10} \right]$$

$$b \geq 22,54\text{cm}$$

On prend : $b = 45\text{cm}$

c. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) « Article 7.4.1 » :

Min (b_1, h_1) = min (45cm, 45cm) = 45cm \geq 25cm en zone IIb..... Condition vérifiée.

Min (b_1, h_1) = min (45cm, 45cm) = 45cm \geq $h_e/20 = 306/20 = 15.3\text{cm}$ Condition vérifiée.

$1/4 < b_1/h_1 = 45/45 = 1$ Condition vérifiée.

Donc : $a=b= 45 \text{ cm}$

On adopte une section de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

d.1. Vérification des conditions du R.P.A 99 (version 2003) :

$\text{Min}(b_2, h_2) = \text{min}(40 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIb..... Condition vérifiée.

$\text{Min}(b_2, h_2) = \text{min}(40 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \geq h_e/20 = 306/20 = 15.30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$1/4 < b_2/h_2 = 40/40 = 1$ Condition vérifiée.

Vu le nombre de niveau et pour une raison économique, nous avons choisi dans notre conception des poteaux à inertie variable en hauteur, les dimensions du poteau pris en compte pour les différents niveaux de la construction

RDC, 1^{ère}, 2^{ème} étage: $\longrightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$

3^{ème}, 4^{ème} étage $\longrightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$

5^{ème}, 6^{ème} étage $\longrightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$

2-Bloc B :

1. Pré dimensionnement des planchers :

Pour dimensionner le plancher à corps creux, on utilise la condition de rigidité suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

$$L_{\text{max}} = 4.60 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{460}{22.5} = 20.44 \text{ cm}, \text{ on adopte un plancher de } 21 \text{ cm (16+5)}$$

II.7-Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destiné pour reprendre les charges verticales (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations, mais aussi principalement d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme

Le Prédimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. D'où leur épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre

d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

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

D'où : h_e : hauteur d'étage ; $h_e = 3.06$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24 \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.09 \end{cases}$$

$$e \geq \max(12.24 \text{ cm}; 13.09; 20 \text{ cm})$$

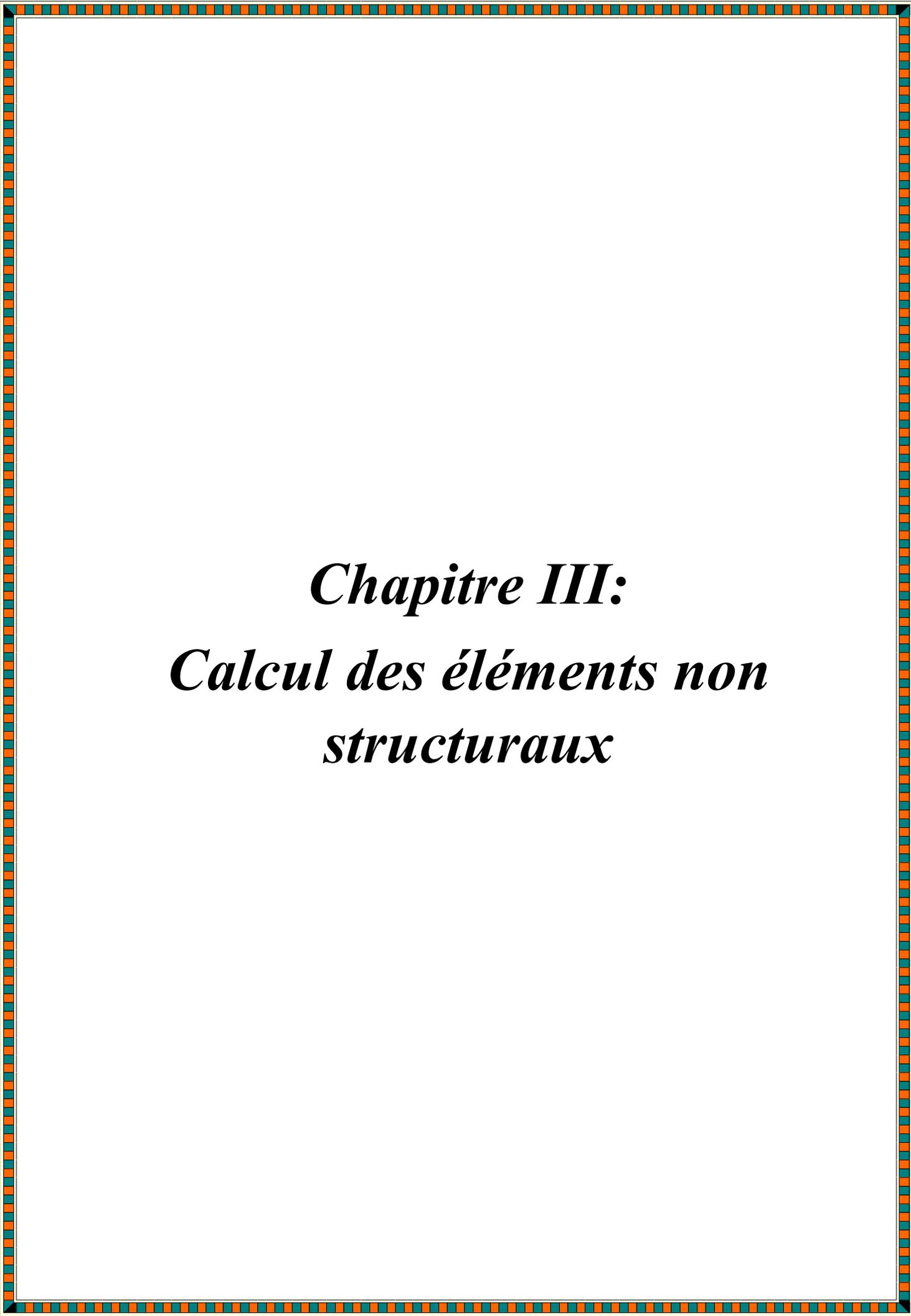
Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements : $e = 20 \text{ cm}$

II.7.1. Tableau récapitulatif :

Le tableau suivante résumé les sections des poutres (principales, secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculent pour les différents niveaux de la construction.

		Épaisseur de la Plancher	Poutre principale	Poutre secondaire	Section des poteaux	Épaisseur du voile
BLOC	Niveaux	cm ²	cm ²	Cm ²	Cm ²	Cm ²
A	RDC	16+4	30X45	30X35	45X45	20
	1	16+4	30X45	30X35	45X45	20
	2	16+4	30X45	30X35	45X45	20
	3	16+4	30X45	30X35	40X40	20
	4	16+4	30X45	30X35	40X40	20
	5	16+4	30X45	30X35	35X35	20
	6	16+4	30X45	30X35	35X35	20
	Terrasse	16+4	30X45	30X35		
B	RDC	16+5	30X45	30X35	45X45	20
	1	16+5	30X45	30X35	45X45	20
	2	16+5	30X45	30X35	45X45	20
	3	16+5	30X45	30X35	40X40	20
	4	16+5	30X45	30X35	40X40	20
	5	16+5	30X45	30X35	35X35	20
	6	16+5	30X45	30X35	35X35	20
	Terrasse	16+5	30X45	30X35		

Tableaux II.3. Section des éléments de la structure



Chapitre III:
Calcul des éléments non
structuraux

III.1 Introduction

D'une manière générale on appelle éléments non structuraux tous éléments qui n'apportent pas à la résistance de l'ouvrage, soit qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ces derniers peuvent modifier considérablement le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle, leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (destruction des escaliers chute de balcons, chute de parement de façade, etc...) et donner lieu à des désordres importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques, l'ensemble de ses éléments est énuméré comme suit : Escalier ; Acrotère ; poutrelle ; Balcons, mur, etc...

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **CBA93** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

III.2. Acrotère :

Définition :

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

a. Dimensions

Hauteur $h = 70\text{cm}$

Epaisseur $e_p = 10\text{cm}$

Le calcul se fera sur une bande de **1m** linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

1.2. Charges sollicitant l'acrotère :

1.2.1. Charge permanente et charge d'exploitation :

a. Charge permanente

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1m de longueur.

$$G = 25[(0,7 \times 0,10) + (0,05 \times 0,15) + 0,5(0,05 \times 0,15)] \times 1$$

$$G = 2,031 \text{ KN/m}$$

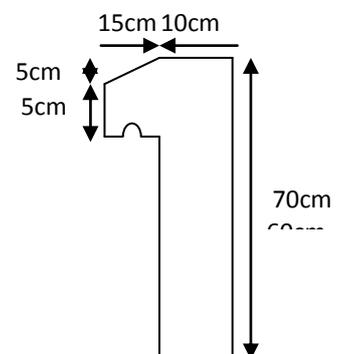


Figure III.1: Vue de l'acrotère

b. Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courant

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ KN/ml}$$

1.2.2. Charge aux états limites :**a. E.L.U:**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,031 = 2,742 \text{ KN/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

b. E.L.S:

$$N_S = G = 2.031 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$$

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

1.3. Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

1.4. Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,742} = 0,383 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,383 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

1.5. Calcul du ferrailage (E.L.U.) :**1.5.1. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,742 \left[0,383 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,129 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,742) - 1,129 = -0,937 \text{ KN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,90 \text{ KN.m}$$

$$- 0,937 < 24,90 \text{ KN.m ;}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

1.5.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 1,129 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.129 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0098 = 0,01$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E. \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0098 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995$$

1.5.3. Calcul de la section d'armatures :

a. Flexion simple

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,129 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Flexion composée

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100 \sigma_s} = 0,36 - \frac{2,742 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

1.5.4. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a. Armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 2,742 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{2,742} = 0,26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{26 - 4,05}{26 - 1,665} \times 0,23$$

$$A_{s \min} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4Φ6 p.m.; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $4\Phi 6$ p.m.

1.6. Vérifications complémentaires :

1.6.1. Vérification des contraintes (E.L.S) :

Moment de service :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,031 \times \left(0,26 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,589 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,59 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,59)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

1.6.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{588,9}{1064,68} \times 1,59 = 0,879 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,879 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

1.6.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{588,9}{1064,68} \times (9 - 1,59) = 61,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 61,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

1.6.4. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

1.6.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2,031 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,031 = 0,974 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{ Condition vérifiée}$$

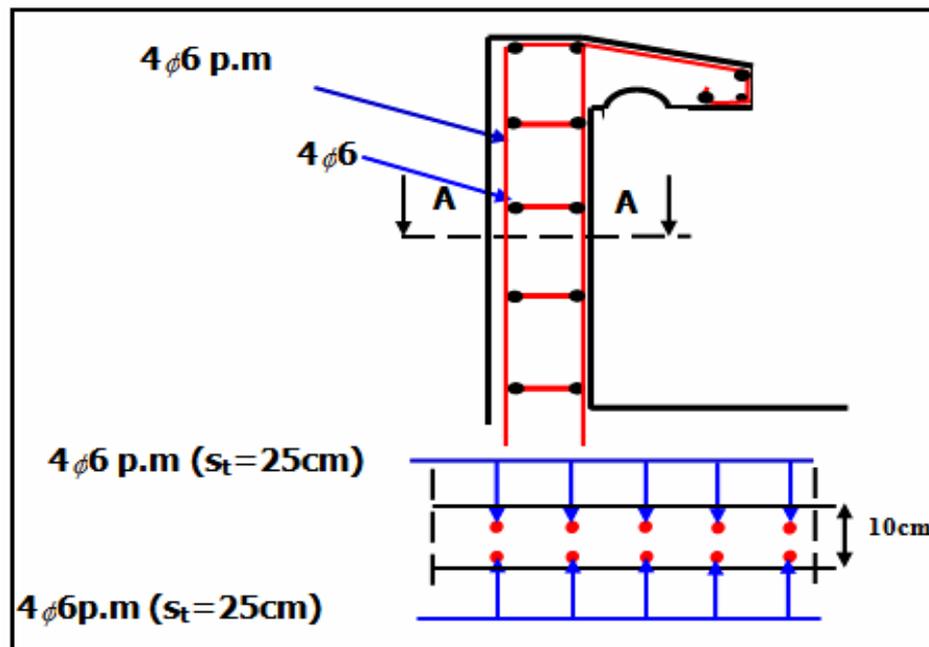


Figure III.2: Schéma du ferrailage de l'acrotère

II-3-Balcon:

Bloc A :

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

III.3.1-Les types du balcon :

Au niveau de notre projet on obtienne deux types du balcon dans chaque bloc et sont résumer dans le tableau suivants :

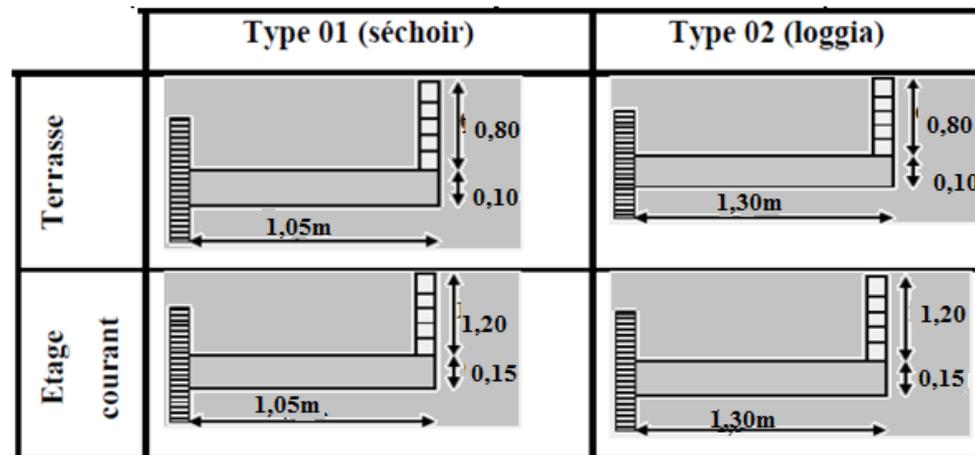


Figure III.3: Schéma des types des balcons

III-3.2-Exemple de calcul blocs A balcon étage courant :(Type 2)

L_x : la longueur suivants l'encastrement à la poutre ; $L_x = 1,30m$

L_y : la longueur suivante de l'encastrement à la poutre ; $L_y = 1,6 m$

a)Descente de charge :

Désignation	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1- Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2- Mortier de pose	0,015	20	0,30
3- Lit de sable	0,015	17	0,25
4- Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5- Enduit en ciment	0,015	18	0,27
		ΣG	4,97 KN/m ²
		Q	3,5 KN/m ²

Tableau III.1. Descente de charge du balcon étage courant

b) les charges surfacique et linière :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 4,97) + (1,5 \times 3,5) \times 1m = 11,95KN/m_l$$

$$Q_{ser} = G + Q \times 1m = (4,97 + 3,5) \times 1m = 8,47 KN/m_l$$

c) Calcul de la charge concentrée:

Poids propre du mur : le balcon supporte la charge d'un mur en brique creuse de 1.20m de hauteur et de 10cm d'épaisseur son poids propre est calculé de la manière suivant :

$$P_m = (\delta \times b \times h) \times 1m = (9 \times 0,10 \times 1,20) \times 1m = 1,08 KN .$$

Enduit en ciment :

$$P_{Enduit} = (\delta \times b \times h) \times 1m = (18 \times 0,02 \times 1,20) \times 1m = 0,43 KN$$

La charge totale :

$$P = P_{mur} + P_{Enduit} = 1,08 + 0,43 = 1,51 KN$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,51 = 2,038KN$$

$$P_s = 1,51KN$$

Le calcul de la dalle du balcon consiste à étudier une bande de 1m de longueur et d'épaisseur $e = 0,15cm$.

III.3.2.1 Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

Le calcul se faire pour une bonde de 1m linière :

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u .L$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u$$

$$E.L.U : \begin{cases} T_{max} = 17,57KN \\ M_{max} = -12,74KN.m \end{cases} ; \quad E.L.S : \begin{cases} T_{max} = 12,52KN \\ M_{max} = -9,12KN.m \end{cases}$$

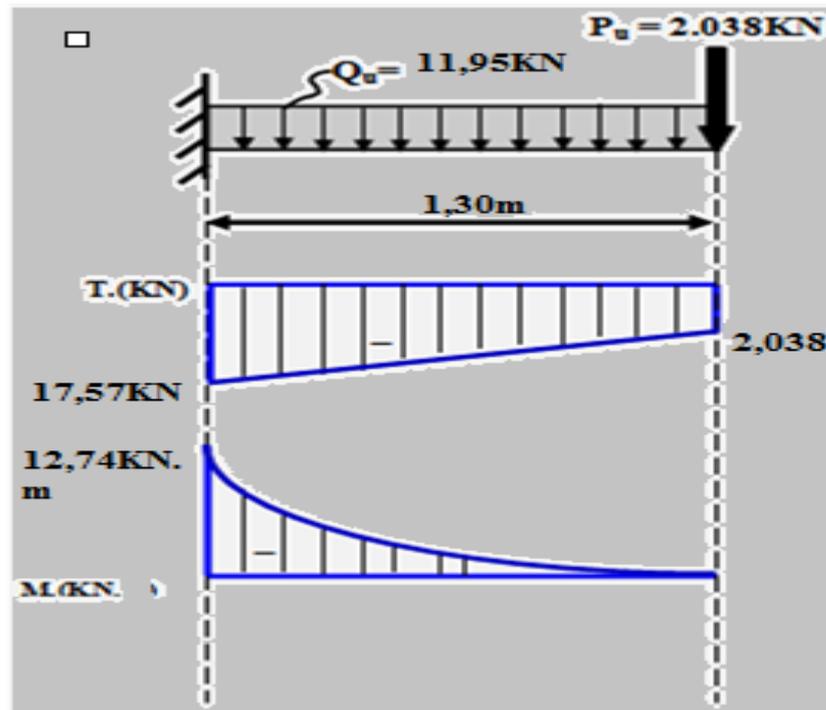


Figure III.4: Diagramme du moment et l'effort tranchant du balcon

III.3.2.2 Calcul de Ferrailage:

La section calculé est de $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,74 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,049 > \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,974$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,74 \times 10^3}{0,974 \times 13,50 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 et $A_{adpt} = 3,93 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

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

On prend 5T10, l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3.2.3 Vérifications à L'ELS:

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{\text{adapt}} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,57 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

2) La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17,57 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 1,88} = 1,53 \text{ MPa}$$

Avec:

n: Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 5

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = 1,88 \text{ cm} ; \text{Tiré du tableau}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 1,53 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.3.3 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Détermination de la position de l'axe neutre : $A = 3,93 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 58,68y - 795,82 = 0 \rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + ((15 \times 3,93)(13,50 - 3,44)^2) \\ = 7322,87 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{9,12 \times 10^3}{7322,87} \times 3,44 = 4,28 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,28 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{9,12 \times 10^3}{7322,87} \times (13,50 - 3,44) = 187,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 187,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

III.3.4 Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

1) Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,93 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,93)} = 7,72 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,72 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,28 \text{ cm}$$

2) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 7,72^3}{3} + \frac{100 \times 7,28^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,50 - 7,72)^2)$$

$$= 30167,01 \text{ cm}^4$$

3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,3^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30167,01} \times \left[\frac{8,47 \times 1,30}{8} \times \frac{1,51}{3} \right] = 0,042 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{130}{250} = 0,52 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,042 \text{ cm} < F_{adm} = 0,52 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

III-3.5.Exemple de calcul blocs balcon terrasse:(Type 2):

L_x : la longueur suivants l'encastrement à la poutre ; $L_x = 1,30\text{m}$

L_y : la longueur suivants l'encastrement à la poutre ; $L_y = 1,60\text{m}$

On prend comme épaisseur 10 cm à cause que ce dernier représente juste une couverture

a) Descente de charge :

Désignation	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1- protection en gravillons roulés	0,04	20	0,8
2- Étanchéité multicouches	0,015	20	0,09
3- béton forme de pente	0,05	17	0,9
4-Asphalte coulés+ polystyrène	0.015	26	0.39
5- Dalle pleine en béton armé	0,10	25	2,50
6- Enduit en ciment	0,015	18	0,27
		ΣG	4,95 KN/m ²
		Q	1 KN/m ²

Tableau III.2: Descente de charge du balcon terrasse**b) les charges surfacique et linière :**

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 4,95) + (1,5 \times 1) \times 1m = 8,18 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + Q \times 1m = (4.95 + 1) \times 1m = 5.95 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul de la charge concentrée:

Le balcon terrasse supporte la charge d'acrotère de 0.70 m de hauteur ;

$$G_{acrotère} = 1,97 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,97 = 2.66 \text{ KN}$$

$$P_s = 1,97 \text{ KN}$$

Le calcul de la dalle du balcon consiste à étudier une bande de 1m de longueur et d'épaisseur $e = 0,10 \text{ cm}$.

III.3.5.1 Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

Le calcul se faire pour une bonde de 1m linière :

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u$$

$$E.L.U : \begin{cases} T_{max} = 13,29 \text{ KN} \\ M_{max} = -10,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S : \begin{cases} T_{max} = 9,70 \text{ KN} \\ M_{max} = -7,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.5.2 Calcul de Ferrailage:

La section calculé est de $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$; d'où : $d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,37 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,090 > \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,953$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,37 \times 10^3}{0,953 \times 9 \times 348} = 3,47 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 et $A_{adpt} = 3,93 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

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

On prend 5T10, l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3.5.3 Vérifications à L'ELS:**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{adpt} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{13,29 \times 10}{100 \times 9} = 0,15 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

1) $\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

2) La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,29 \times 10}{0,9 \times 9 \times 5 \times 1,88} = 1,74 \text{ MPa}$$

Avec:

n: Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 5

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = 1,88 \text{ cm ; Tiré du tableau}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 1,74 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Détermination de la position de l'axe neutre : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 58,95y - 530,55 = 0 \rightarrow y = 2,72 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,72^3}{3} + ((15 \times 3,93)(9 - 2,72)^2) = 3003,10 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7,59 \times 10^3}{3003,10} \times 2,72 = 6,87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,87 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7,5 \times 10^3}{3003,10} \times (9 - 2,72) = 187,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 187,45 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.5 Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

1) Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 10 \times 5) + (15 \times 3,93 \times 9)}{(100 \times 10) + (15 \times 3,93)} = 5,22 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 5,222 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 4,78 \text{ cm}$$

2) Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 5,22^3}{3} + \frac{100 \times 4,78^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (9 - 5,22)^2) \\ &= 9224,02 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,3^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 9224,02} \times \left[\frac{5,95 \times 1,30}{8} \times \frac{1,97}{3} \right] = 0,11 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{130}{250} = 0,52 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,11 \text{ cm} < F_{adm} = 0,52 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

	Bloc A				Bloc B	
Plancher	Terrasse		Etage courant		Terrasse	Etage courant
Type	01	02	01	02	01	02
Mu (KN)	7,29	10,37	8,72	12,74	13,19	16,49
μ	0,064	0,090	0,034	0,049	0,114	0,064
β	0,967	0,953	0,983	0,974	0,939	0,967
Tu (KN)	11,25	13,29	14,58	17,57	14,93	19,96
M ser	5,35	7,59	6,25	9,12	9,64	11,78
As	2,40	3,47	1,88	2,78	4,48	3,62
A min	1,08	1,08	1,63	1,63	1,63	1,63
Choix	5T10	5T10	5T10	5T10	5T12	5T12
A adopte	3,93	3,93	3,93	3,93	5,65	5,65
Ar	0,98	0,98	0,98	0,98	1,41	1,41
Choix	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
σ_{bc}	4,85	6,89	2,93	4,28	7,70	4,82
$\overline{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15	15	15
σ_{st}	168,23	187,45	128,79	187,93	198,14	171,42
$\overline{\sigma}_{st}$	201,63	201,63	201,63	201,63	201,63	201,63
τ_u	0,125	0,15	0,108	0,13	0,165	0,147
$\overline{\tau}_u$	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
τ_{ser}	2,31	1,74	1,27	1,53	1,96	1,74
$\overline{\tau}_{ser}$	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
Fleche	0,054	0,11	0,018	0,042	0,19	0,06
F adm	0,42	0,52	0,42	0,52	0,6	0,6
Fcal<Fadm	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau III.3: Tableau récapitulatif des armatures des différents types des balcons

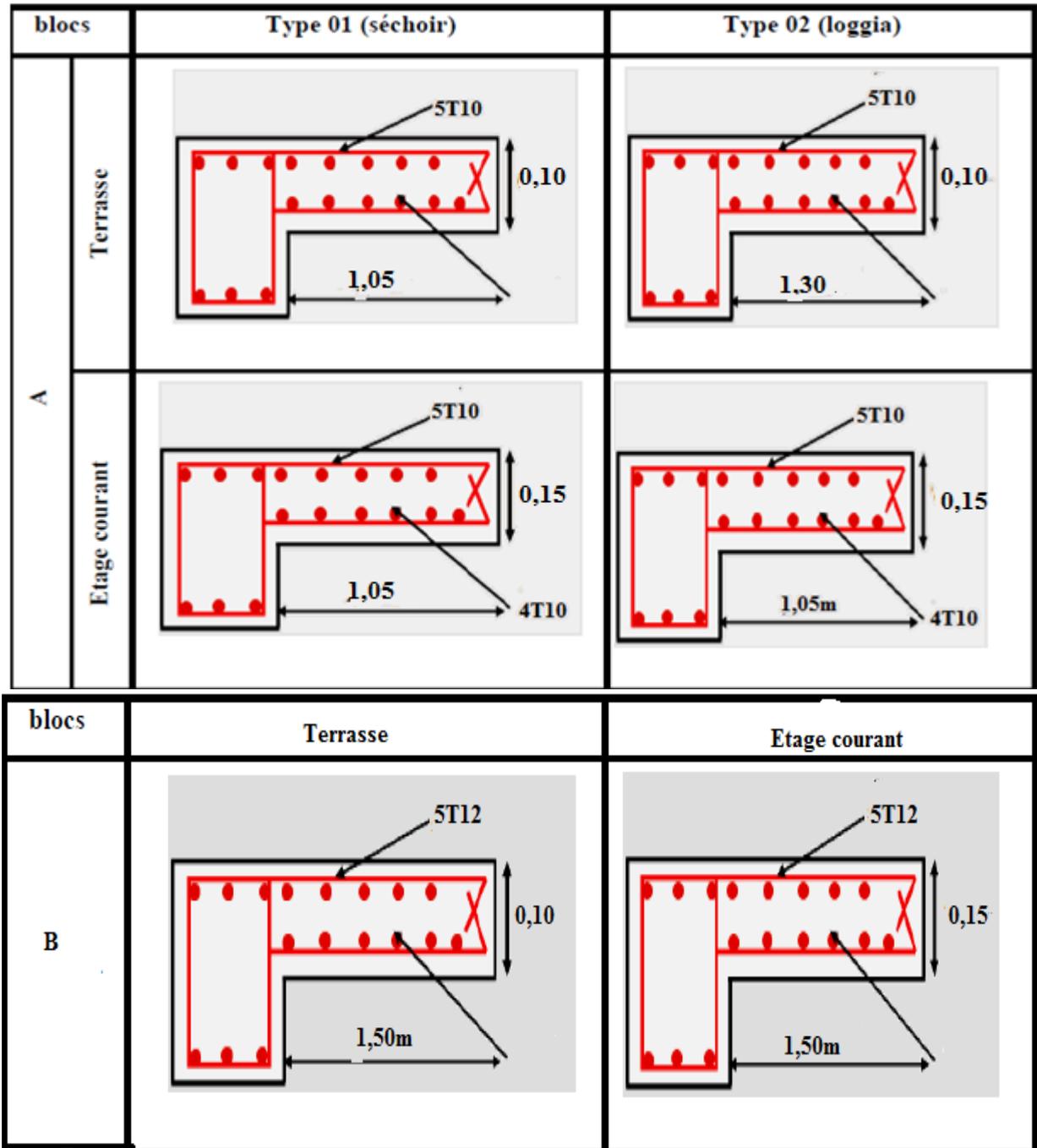


Figure III.5: Shéma du ferrailage des différents types des balcons

III.4. Ascenseur :

Bloc A :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants cinq (05) étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant. L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine. Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

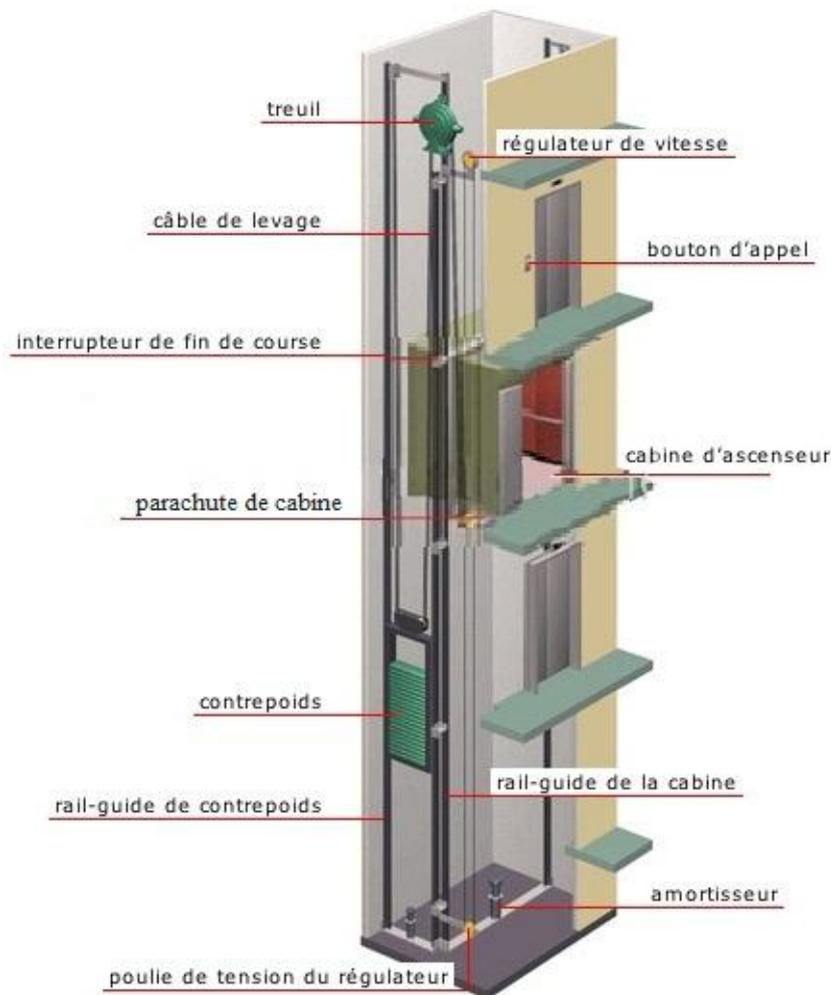


Figure III.6: Schéma d'un ascenseur

III.4.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de:

- Treuil de levage et sa poulie;
- Cabine ou bien une benne;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit:

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoires, câbles.

Q : La charge en cabine;

P_p : Le poids de contrepoids tel que: $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de: $2.40 \times 1.50 = 3.60\text{m}^2$. Ses dimensions selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine: 1.50m
- Longueur de la cabine: 2.40m
- Hauteur: 2.20m
- La largeur de passage libre: 0.8m
- La hauteur de passage libre: 2.00m
- La hauteur de la course: 21.42m
- La surface latérale: $S = ((2 \times 2.40) + 1.50) \times 2.20 = 13.86\text{m}^2$

On prend $h_0 = 15\text{cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Poids de la cabine: $S = 15.62\text{m}^2$	$P_1 = 11.5 \times 15.62 \times 1.50 = 269.45\text{kg}$
Poids du plancher: $S = 2.40 \times 1.50 = 3.60 \text{m}^2$	$P_2 = P_0 \times S = 110 \times 4.20 = 462\text{kg}$
Poids du toit:	$P_3 = P_{01} \times S = 20 \times 4.20 = 84\text{kg}$
Poids de l'arcade:	$P_4 = 60 + (80 \times 1.5) = 180\text{kg}$
Poids de parachute:	$P_5 = 40\text{kg}$
Poids des accessoires:	$P_6 = 80\text{kg}$
Poids des poulies de mouflage:	$P_7 = 2 \times 30 = 60\text{kg}$
Poids de la porte de la cabine:	$P_8 = 80 + (1.76 \times 25) = 117.5\text{kg}$

Tableau III.4: Poids des composants de l'ascenseur

◆ Poids mort total:

$$P_m = \sum_{i=1}^{n=8} P_i = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) = (269.45 + 462 + 84 + 180 + 40 + 80 + 60 + 117.5) = 1292.95\text{kg}$$

◆ Contre poids:

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1292.95 + \frac{675}{2} = 1630.45\text{kg}$$

III.4.2. Calcul de la charge total q_u

III.4.2.1. Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45$$

et

$$D = 500\text{mm} \Rightarrow d = 12.22\text{mm}$$

$$\text{On a: } C_r = C_s \times M$$

Avec:

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{et: } P = Q + P_m + P_g$$

P_g : Poids du câble.

On néglige P_g devant $(Q + P_m)$ donc: $(P_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc: } C_r = C_s \times P = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1292.95) = 23615.40\text{kg}$$

C_r est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{23615.40}{0.85} = 27782.82\text{kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est: $C_r = C_{r(1\text{cable})} \times m \times n$

Avec:

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins,...);

n : Nombre des câbles.

Pour un câble de $d = 12.22\text{m}$ et $m = 2$ on a:

$$C_{r(1\text{cable})} = 8152\text{kg}$$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1\text{cable}) \times m}} = \frac{27782.82}{8152 \times 2} = 1.70$$

On prend: $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.4.2.2. Calcul des poids des câbles :

$$P_g = m \times n \times L$$

Avec:

m: Masse linéaire du câble, $m = 0.515\text{kg/m}$;

n: Nombre des câbles, $n = 2$;

L: Longueur du câble, $L = 21.42\text{m}$

$$P_g = m \times n \times L = 0.515 \times 2 \times 21.42 = 22.06\text{kg}$$

$$P = Q + P_m + P_g = 675 + 1292.95 + 22.06 = 1990.01\text{kg}$$

III.4.2.3. Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(\text{cable})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0.85 = 27716.80\text{kg}$$

$$C_r = C_s \times P \rightarrow C_s = \frac{C_r}{P} = \frac{27716.80}{1990.01} = 13.93 > 12, \text{ condition vérifiée.}$$

III.4.2.4. Calcul de la charge permanente total G :

On a:

$$P_{\text{reuil}} = 1200\text{kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{reuil}} + P_g = 1292.95 + 1630.45 + 1200 + 22.06 = 4145.46\text{kg}$$

$$Q = 675\text{kg}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4145.46 + 1.5 \times 675 = 5596.37 + 1012.50 = 6608.87\text{kg}$$

III.4.2.5. Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge.

$$q_u = 6608.87\text{kg}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6608.87}{4} = 1652.22\text{kg}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit:

$$q_0 \leq (0.045) \times (u_c) \times (h_0) \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec:

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15\text{cm}$;

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

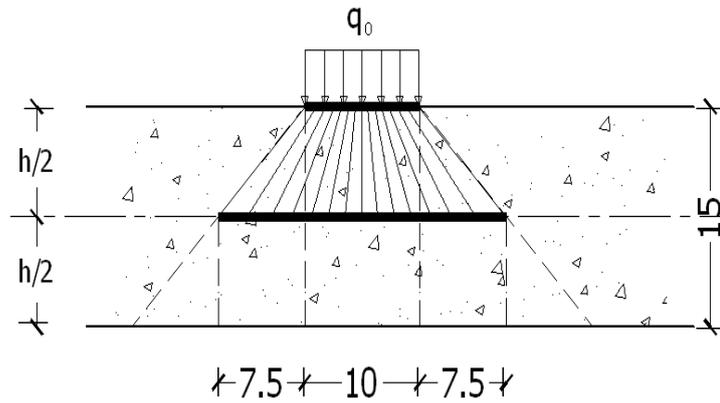


Figure III.7: Répartition des charges

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$u_c = 2x(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$u_c = 2x(U + V) = 2x(25 + 25) = 2x50 = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq (0.045)x(u_c)x(h_0)x\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = (0.045)x(100)x(15)x\left(\frac{25x10}{1.5}\right) = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1652.22 \text{ kg}$$

$$q_0 = 1652.22 \text{ kg} < 11250 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

IV4.2.6. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

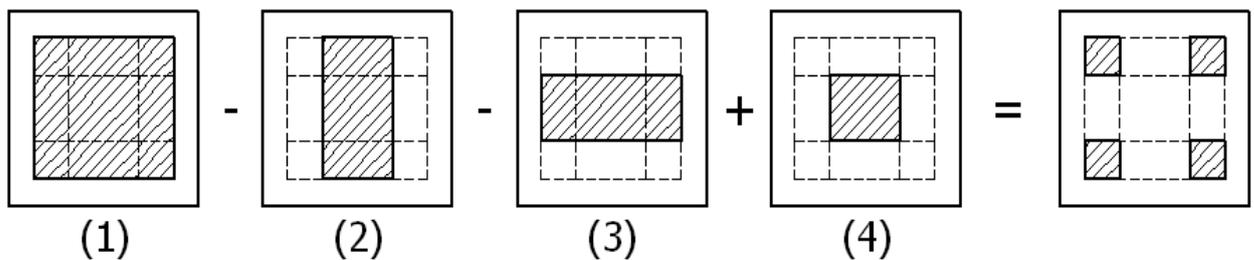
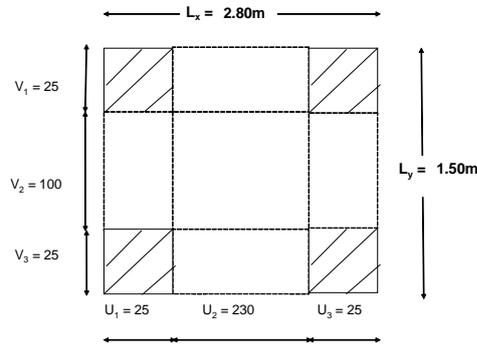


Figure III.8: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

III.4.3. Distances des Rectangles :



Rectangle (1)	Rectangle (2)	Rectangle (3)	Rectangle (4)
$\begin{cases} U = 280 \text{ cm} \\ V = 150 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 230 \text{ cm} \\ V = 150 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 280 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 230 \text{ cm} \\ V = 100 \text{ cm} \end{cases}$

III.4.4. Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + v.M_2).P \text{ et } M_y = (M_2 + v.M_1).P$$

v: le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($v = 0$):

$$M_x = M_1.P \text{ et } M_y = M_2.P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle (25 x 25) cm² est:

$$q_u = 6608.87 \text{ kg}$$

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{6608.87}{0.25 \times 0.25} = 105741.92 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 2.80\text{m}$ et $L_y = 1.50\text{m}$.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	$P = P'.S$ [kg]	M_x [kg.m]	M_y [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 280cm \\ v = 150cm \end{cases}$	1.00	1.00	0.078	0.024	4.20	444116.06	34641.05	10658.78
(2) $\begin{cases} u = 230cm \\ v = 150cm \end{cases}$	0.82	1.00	0.048	0.025	3.45	364809.62	17510.86	9120.24
(3) $\begin{cases} u = 100cm \\ v = 280cm \end{cases}$	0.36	1.86	0.093	0.008	2.80	296077.37	27535.19	2368.62
(4) $\begin{cases} u = 230cm \\ v = 100cm \end{cases}$	0.82	0.66	0.103	0.039	2.30	243206.42	25050.26	9485.05

Tableau III.5: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U)

III.4.4.1 Moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 34641.05 - 17510.86 - 27535.19 + 25050.26 = 14645.26 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 10658.78 - 9120.24 - 2368.62 + 9485.05 = 8654.97 \text{ kg.m}$$

III.4.4.2. Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

1. Chargement :

$$L_x = 2.80\text{m et } L_y = 1.50\text{m et } h_0 = 15\text{cm}$$

$$\text{Poids propre: } G = ex\gamma_b = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation: } Q = 100 \text{ kg/m}$$

Charge ultime:

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ kg/m}$$

2. Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.80}{1.50} = 1.86 > 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens: $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.80}{1.50} = 1.86 \\ v = 0(E.L.U) \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0423 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = (0.0423) \times (656.25) \times (2.80)^2 = 217.63 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = (0.435) \times (217.63) = 217.63 \text{ kg.m}$$

3. Moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 14645.26 + 217.63 = 14862.89 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 8654.97 + 217.63 = 8872.60 \text{ kg.m}$$

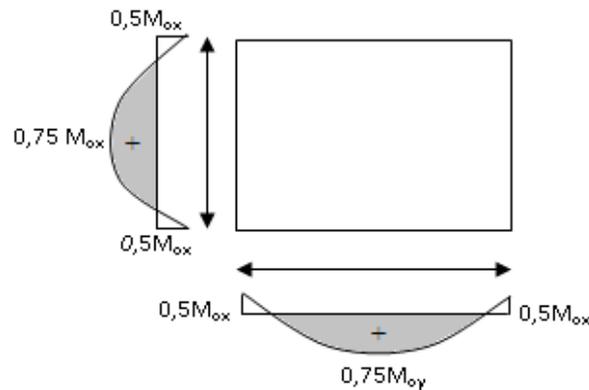


Figure III.9: Moments de la dalle

III.4.4.3. Moments retenus sont :

En travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 14862.89 = 11147.17 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 8872.60 = 6654.45 \text{ kg.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 14862.89 = 7431.45 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 8872.60 = 4436.30 \text{ kg.m}$$

III.4.4.4. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a: $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13.5\text{cm}$; $f_c = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\mu_l = 0.392$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

a. En travée:

Sens L_x :

Le moment ultime: $M_{tx} = 11147.17 \text{ kg.m} = 111471.70 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{111471.70}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.430 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0334 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0334}) = 0.0425$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0425 = 0.983$$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{8638.90}{0.983x(13.5)x348} = 1.87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y:

$$\text{Le moment ultime: } M_{ty} = 413.88 \text{ kg.m} = 4138.80 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{4138.80}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.016 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.016 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.016}) = 0.0202$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0202 = 0.992$$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{4138.80}{0.992x(13.5)x348} = 0.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b. Sur appuis:

Sens L_x:

$$\text{Le moment ultime: } M_{ax} = 575.93 \text{ kg.m} = 5759.30 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{5759.30}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0223 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0223 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0223}) = 0.0282$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0282 = 0.988$$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{5759.30}{0.988x(13.5)x348} = 1.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y:

$$\text{Le moment ultime: } M_{ay} = 275.92 \text{ kg.m} = 2759.20 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{2759.20}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0107 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0107 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0107}) = 0.0134$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0134 = 0.995$$

La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{2759.20}{0.995 x (13.5) x 348} = 0.59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.4.4.5. Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 1$, on peut appliquer la formule suivante:

Sens L_y :

$$A_{y\min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_y = 0.89 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0.59 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Sens L_x :

$$A_{x\min} = A_{y\min} \cdot \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1.2 \times \left(\frac{3 - 0.63}{2} \right) = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.87 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x\min} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1.87 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1.24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x\min} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

III.4.4.6. Choix des aciers :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée:

Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.87 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_{ax} = A_{ay} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

III.4.4.7. Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales:

1. La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

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

$$\text{Avec: } \tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b.d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_y; \text{ sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u; \text{ sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_y et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

On calcule V_x et V_y :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ kg/m}$$

$$\alpha = 0.63 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \cdot \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656.25 \times \frac{1.50}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.63}{2}} = 656.25 \times 0.75 \times \frac{1}{1.315} = 374.28 \text{ N} = 0.37428 \text{ kN}$$

$$V_y = 656.25 \times \frac{1.50}{3} = 328.13 \text{ N} = 0.32813 \text{ kN}$$

On calcul V_v et V_u :

$$q_u = 7969.68 \text{ kg}$$

$$q_u = 7969.68 \text{ kg} = 7969.68 \times 10 = 79696.80 \text{ N}$$

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{79696.80}{2 \times 0.25 + 0.25} = 106262.40 \text{ N/m} = 106.26 \text{ kN/m}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{79696.80}{3 \times 0.25} = 106262.40 \text{ N/m} = 106.26 \text{ kN/m}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc:

Sens L_x :

$$V_{u_{tot}} = V_x + V_v = 0.37428 + 106.26 = 106.63 \text{ kN}$$

Sens L_y :

$$V_{u_{tot}} = V_y + V_u = 0.32813 + 106.26 = 106.59 \text{ kN}$$

et

$$V_{u_{tot}} = \max(V_{u_{totx}}; V_{u_{toty}}) = 106.63 \text{ kN}$$

Donc on a:

$$\tau_u = \frac{V_{u_{tot}}}{bxd} = \frac{106.63 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm};$$

On vérifié que:

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0.13 \cdot f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0.15}{3} \cdot \min(0.13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 0.5 \times (3.25; 5 \text{ MPa}) =$$

$$0.5 \times 3.25 = 1.625 \text{ MPa} \cong 1.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.63 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.5. Vérification à l'E.L.S :

III.4.5.1. Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu \cdot M_2) \cdot xP'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu \cdot M_1) \cdot xP'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec : } \nu = 0.2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \cdot xS' = \frac{P_{aser}}{u \cdot \nu} \cdot xS'$$

$$G = 5153.47 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$P_{aser} = \frac{1}{4} \cdot x(G + Q) = \frac{1}{4} \cdot x(5153.47 + 675) = 1457.12 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{(u) \cdot x(\nu)} = \frac{1457.12}{0.25 \times 0.25} = 23313.92 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \cdot xS' = 23313.92 \cdot xS'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 1.50\text{m}$ et $L_y = 2.40\text{m}$

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu.M_2) \times P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu.M_1) \times P'_{ser} \end{cases}$$

avec: $\nu = 0.2(E.L.S)$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{\nu}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P'_{ser} [kg]	M_{0x} [kg.m]	M_{0y} [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 150\text{cm} \\ v = 240\text{cm} \end{cases}$	1.00	1.00	0.049	0.015	3.60	83930.11	4364.36	2081.47
(2) $\begin{cases} u = 100\text{cm} \\ v = 240\text{cm} \end{cases}$	0.66	1.00	0.065	0.0185	2.40	55953.41	3844.02	1762.53
(3) $\begin{cases} u = 150\text{cm} \\ v = 190\text{cm} \end{cases}$	1.00	0.79	0.057	0.021	2.85	66444.67	4066.41	2152.81
(4) $\begin{cases} u = 100\text{cm} \\ v = 190\text{cm} \end{cases}$	0.66	0.79	0.079	0.0285	1.90	44296.45	3751.91	1962.33

Tableau III.6: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)

III.4.5.2. Moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 4364.36 - 3844.02 - 4066.41 + 3751.91 = 205.84\text{kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 2081.47 - 1762.53 - 2152.81 + 1962.33 = 128.46\text{kg.m}$$

III.4.5.3. Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

◆ Chargement

$L_x = 1.50\text{m}$ et $L_y = 2.40\text{m}$ et $h_0 = 15\text{cm}$

Poids propre: $G = 0.15 \times 2500 = 375\text{kg/m}$

Charge d'exploitation: $Q = 100\text{kg/m}$

Charge ultime: $q_{ser} = G + Q = 375 + 100 = 475\text{kg/m}$

III.4.5.4. Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

Donc la dalle travaille suivant les deux sens:
$$\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{2.40} = 0.63 \\ \nu = 0.2(E.L.S) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0849 \\ \mu_y = 0.435 \end{array} \right.$$

Donc:

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = (0.0849) \times (475) \times (1.50)^2 = 90.74 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = (0.435) \times (90.74) = 39.47 \text{ kg.m}$$

III.4.5.5. Moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 205.84 + 90.74 = 296.58 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 128.46 + 39.47 = 167.93 \text{ kg.m}$$

a. Moments retenus sont :

En travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 296.58 = 222.44 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 167.93 = 125.95 \text{ kg.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 296.58 = 148.29 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 167.93 = 83.96 \text{ kg.m}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

a. En travée :

$$M_{tx} = 222.44 \text{ kg.m} = 2224.40 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \alpha \times \sigma_{bc}} = \frac{2224.40}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0086 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0086 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0086}) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.011 = 0.996$$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2224.40}{0.996 \times (13.5) \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre :

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{2224.40}{7322.87} \times (3.44) = 1.04 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b. Sur appuis :

$$M_{ax} = 148.29 \text{ kg.m} = 1482.90 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{1482.90}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0057 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0057 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0057}) = 0.0072$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0072 = 0.997$$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{1482.90}{0.997 \times (13.5) \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b.1. Position de l'axe neutre :

$$A_{ax} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A'_s = 0 ; \eta = 15 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

b.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{1482.90}{7322.87} \times (3.44) = 0.69 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.69 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

Suivant L_y :

a. En travée:

$$M_{ty} = 125.95 \text{ kg.m} = 1259.50 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{1259.50}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0048 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0048 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0048}) = 0.0060$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0060 = 0.997$$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{1259.50}{0.997x(13.5)x348} = 0.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre :

$$A_x = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_x \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_x \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{1259.50}{7322.87} x(3.44) = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b. Sur appuis

$$M_{ay} = 83.96 \text{ kg.m} = 839.60 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{839.60}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0032 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0032}) = 0.0040$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0040 = 0.998$$

La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{839.60}{0.998 x (13.5) x 348} = 0.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre:

$$A_x = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95 y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \cdot 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serv}}{I} \cdot y = \frac{839.6}{7322.87} x (3.44) = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 x f_{c28} = 0.6 x 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

5.1. Disposition du ferrailage :

5.1.1. Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a:

$$f_e = 400 \text{ MPa} \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

5.1.2. Cas des charges uniformes

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

5.1.3. Arrêt des barres sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 148.29 \text{ kg.m} = 1482.90 \text{ N.m}$$

$$M_{0x} = M_{0y} = 296.58 \text{ kg.m} = 2965.80 \text{ N.m}$$

$$L_1 = \max \left(L_s; \frac{1}{4} \left(0.3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) \cdot L_x \right) = \max \left(40 \text{ cm}; \frac{1}{4} \left(0.3 + \frac{1482.90}{2965.80} \right) \cdot 150 \right) = \max(40 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s; \frac{L_1}{2} \right) = \max \left(40 \text{ cm}; \frac{40}{2} \right) = \max(40 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

5.1.4. Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance:

$$\frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$$

5.1.5. Armatures finales :

Suivant L_x :

$$A_{tx} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$

$$A_{ax} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$

Suivant L_y :

$$A_{ty} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$

$$A_{ay} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec: } S_t = 20cm$$

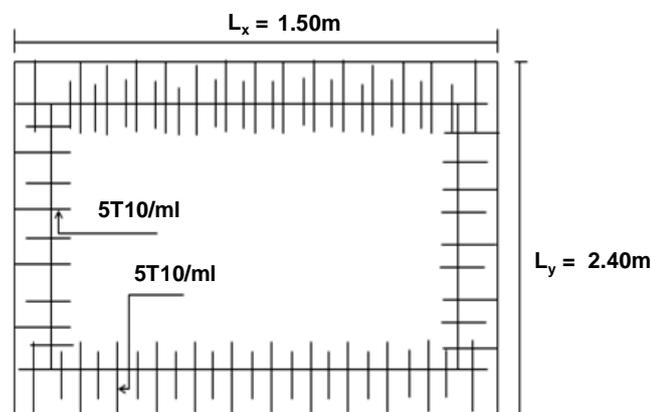


Figure III.10: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

4.6. Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/Version 2003, l'épaisseur du voile doit être: $e \geq 15cm$

On adopte une épaisseur $e = 15cm$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par:

$$A_{min} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 0.1\% \cdot 100 \cdot 15 = 1.5cm^2 / ml$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10/ml soit: $A_{adop} = 3.93cm/ml$; avec $S_t = 20cm$

Bloc B :**III.5.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur :**

L'ascenseur mécanique est constitué de:

- Treuil de levage et sa poulie;
 - Cabine ou bien une benne;
 - Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit:

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoires, câbles;

Q : La charge en cabine;

P_p : Le poids de contre poids tel que: $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de: $2.40 \times 1.50 = 3.60\text{m}^2$. Ses dimensions selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine: 1.50m
 - Longueur de la cabine: 2.40m
 - Hauteur: 2.20m
 - La largeur de passage libre: 0.8m
 - La hauteur de passage libre: 2.00m
 - La hauteur de la course: 21.42m
 - La surface latérale: $S = ((2 \times 2.40) + 1.50) \times 2.20 = 13.86\text{m}^2$
- On prend $h_0 = 15\text{cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur

Poids de la cabine: $S = 13.86\text{m}^2$	$P_1 = 11.5 \times 13.86 \times 1.50 = 239.08\text{kg}$
Poids du plancher: $S = 2.40 \times 1.50 = 3.60 \text{m}^2$	$P_2 = P_0 \times S = 110 \times 3.60 = 396\text{kg}$
Poids du toit:	$P_3 = P_{01} \times S = 20 \times 3.60 = 72\text{kg}$
Poids de l'arcade:	$P_4 = 60 + (80 \times 1.5) = 180\text{kg}$
Poids de parachute:	$P_5 = 40\text{kg}$
Poids des accessoires:	$P_6 = 80\text{kg}$
Poids des poulies de mouflage:	$P_7 = 2 \times 30 = 60\text{kg}$
Poids de la porte de la cabine:	$P_8 = 80 + (1.76 \times 25) = 117.5\text{kg}$

Tableau III.7: Poids des composants de l'ascenseur

◆ Poids mort total:

$$P_m = \sum_{i=1}^{n=8} P_i = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) = (239.08 + 396 + 72 + 180 + 40 + 80 + 60 + 117.5) = 1184.58\text{kg}$$

♦ Contre poids:

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1184.58 + \frac{675}{2} = 1522.08 \text{kg}$$

III.5.2. Calcul de la charge total q_u :

III.5.2.1. Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45$$

et

$$D = 500 \text{mm} \Rightarrow d = 12.22 \text{mm}$$

On a: $C_r = C_s \times M$

Avec:

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

et: $P = Q + P_m + P_g$

P_g : Poids du câble.

On néglige P_g devant $(Q + P_m)$ donc: $(P_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc: $C_r = C_s \times P = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1184.58) = 22314.96 \text{kg}$

C_r est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{22314.96}{0.85} = 26252.89 \text{kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est: $C_r = C_{r(1\text{cable})} \times m \times n$

Avec:

m : Type de mouflage (2 brins, 3 brins,...);

n : Nombre des câbles.

Pour un câble de $d = 12.22 \text{m}$ et $m = 2$ on a:

$$C_{r(1\text{cable})} = 8152 \text{kg}$$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1\text{cable})} \times m} = \frac{26252.89}{8152 \times 2} = 1.61$$

On prend: $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.5.2.2. Calcul des poids des câbles :

$$P_g = m \times n \times L$$

Avec:

m : Masse linéaire du câble, $m = 0.515 \text{kg/m}$;

n: Nombre des câbles, $n = 2$;

L: Longueur du câble, $L = 21.42\text{m}$

$$P_g = m \times n \times L = 0.515 \times 2 \times 21.42 = 22.06\text{kg}$$

$$P = Q + P_m + P_g = 675 + 1184.58 + 22.06 = 1881.64\text{kg}$$

III.5.2.3. Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(\text{cable})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0.85 = 27716.80\text{kg}$$

$$C_r = C_s \times P \rightarrow C_s = \frac{C_r}{P} = \frac{27716.80}{1881.64} = 14.73 > 12, \text{ condition vérifiée.}$$

III.5.2.4. Calcul de la charge permanente total G :

On a: $P_{\text{reuil}} = 1200\text{kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{reuil}} + P_g = 1184.58 + 1522.08 + 1200 + 22.06 = 3928.72\text{kg}$$

$$Q = 675\text{kg}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 3928.72 + 1.5 \times 675 = 5303.77 + 1012.50 = 6316.27\text{kg}$$

III.5.2.5. Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge.

$$q_u = 6316.27\text{kg}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6316.27}{4} = 1579.07\text{kg}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit:

$$q_0 \leq (0.045) \times (u_c) \times (h_0) \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$u_c = 2 \times (U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25\text{cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25\text{cm}$$

$$u_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (25 + 25) = 2 \times 50 = 100\text{cm}$$

$$q_0 \leq (0.045) \times (u_c) \times (h_0) \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = (0.045) \times (100) \times (15) \times \left(\frac{25 \times 10}{1.5} \right) = 11250\text{kg} > q_0 = 1579.07\text{kg}$$

$$q_0 = 1579.07\text{kg} < 11250\text{kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

III.5.2.6. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

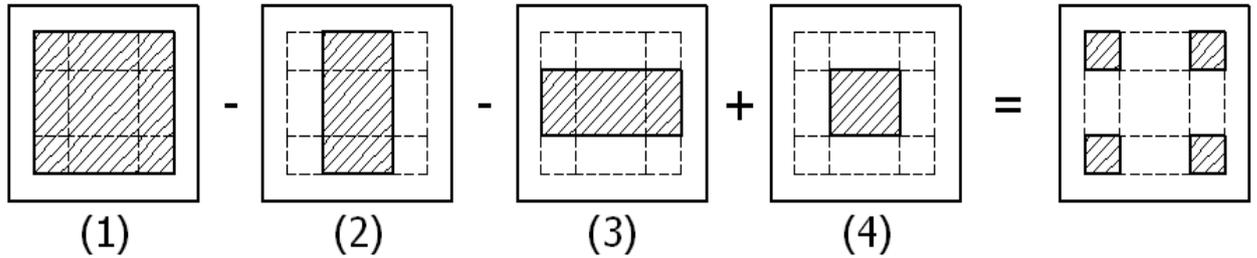
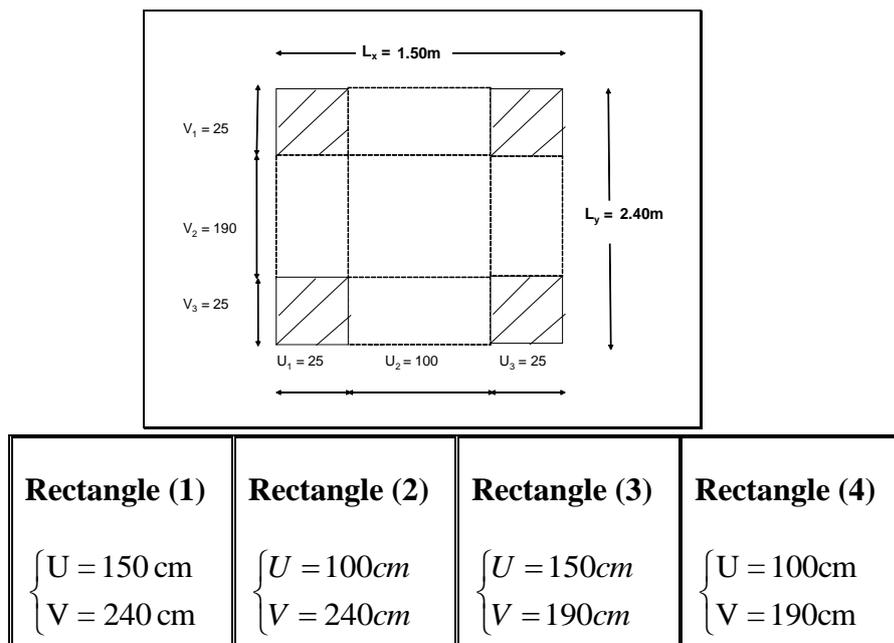


Figure III.11: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

III.5.3. Distances des Rectangles :



III.5.4. Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + v.M_2).P \text{ et } M_y = (M_2 + v.M_1).P$$

v: le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($v = 0$):

$$M_x = M_1.P \text{ et } M_y = M_2.P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle (25 x 25) cm² est:

$$q_u = 6316.27 \text{ kg}$$

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{6316.27}{0.25 \times 0.25} = 101060.32 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 1.50\text{m}$ et $L_y = 2.40\text{m}$.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	$P = P' \cdot S$ [kg]	M_x [kg.m]	M_y [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 150\text{cm} \\ v = 240\text{cm} \end{cases}$	1.00	1.00	0.049	0.015	3.60	363817.15	17827.04	5457.26
(2) $\begin{cases} u = 100\text{cm} \\ v = 240\text{cm} \end{cases}$	0.66	1.00	0.065	0.0185	2.40	242544.77	15765.41	4487.08
(3) $\begin{cases} u = 150\text{cm} \\ v = 190\text{cm} \end{cases}$	1.00	0.79	0.057	0.021	2.85	288021.91	16417.25	6048.46
(4) $\begin{cases} u = 100\text{cm} \\ v = 190\text{cm} \end{cases}$	0.66	0.79	0.079	0.0285	1.90	192014.61	15169.15	5472.42

Tableau III.8: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U)

III.5.4.1 Moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 17827.04 - 15765.41 - 16417.25 + 15169.15 = 813.53 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 5457.26 - 4487.08 - 6048.46 + 5472.42 = 394.14 \text{ kg.m}$$

III.5.4.2. Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

1. Chargement

$$L_x = 1.50\text{m} \text{ et } L_y = 2.40\text{m} \text{ et } h_0 = 15\text{cm}$$

$$\text{Poids propre: } G = ex\gamma_b = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation: } Q = 100 \text{ kg/m}$$

Charge ultime:

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ kg/m}$$

2. Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{2.40} = 0.63 > 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens: $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{2.40} = 0.63 \\ v = 0(E.L.U) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0849 \\ \mu_y = 0.435 \end{array} \right.$$

Donc:

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = (0.0849) \times (656.25) \times (1.50)^2 = 125.36 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = (0.435) \times (125.36) = 54.53 \text{ kg.m}$$

3. Moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 813.53 + 125.36 = 938.89 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 394.14 + 54.53 = 448.67 \text{ kg.m}$$

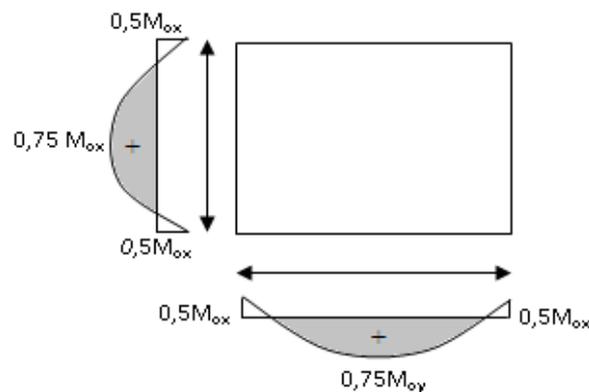


Figure III.12: Moments de la dalle.

III.5.4.3. Moments retenus sont :

En travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 938.89 = 704.17 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 448.67 = 336.50 \text{ kg.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 938.89 = 469.45 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 448.67 = 224.34 \text{ kg.m}$$

III.5.4.4. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a: $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13.5\text{cm}$; $f_c = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\mu_l = 0.392$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

a. En travée:

Sens L_x :

Le moment ultime: $M_{tx} = 704.17\text{kg.m} = 7041.70\text{N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{7041.70}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0272 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a: $\mu = 0.0272 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0272}) = 0.0345$

$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0345 = 0.986$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{7041.70}{0.986x(13.5)x348} = 1.52\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y :

Le moment ultime: $M_{ty} = 336.50\text{kg.m} = 3365\text{N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{3365}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a: $\mu = 0.013 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.013}) = 0.0164$

$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0164 = 0.993$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{3365}{0.993x(13.5)x348} = 0.72\text{cm}^2 / \text{ml}$$

b. Sur appuis:

Sens L_x :

Le moment ultime: $M_{ax} = 469.45\text{kg.m} = 4694.50\text{N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{4694.50}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0181 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a: $\mu = 0.0181 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0181}) = 0.0228$

$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0228 = 0.991$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{4694.50}{0.991 x (13.5) x 348} = 1.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y :

Le moment ultime: $M_{ay} = 224.34 \text{ kg.m} = 2243.40 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{2243.40}{100 x (13.5)^2 x 14.20} = 0.0087 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a: $\mu = 0.0087 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0087}) = 0.011$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.011 = 0.996$$

La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{2243.40}{0.996 x (13.5) x 348} = 0.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.5.4.5. Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 1$, on peut appliquer la formule suivante:

Sens L_y :

$$A_{y\min} = 8.h_0 = 8x0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.72 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0.48 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Sens L_x :

$$A_{x\min} = A_{y\min} \cdot \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1.2 x \left(\frac{3 - 0.63}{2} \right) = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x\min} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x\min} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

III.5.4.6. Choix des aciers :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée:**Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_{ax} = A_{ay} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

III.5.4.7. Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales:

1. La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

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

avec: $\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d}$ et $\bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0.13x f_{c28}; 5 \text{ MPa})$

$V_{tot} = V_x + V_v$; sens L_x

$V_{tot} = V_y + V_u$; sens L_y

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

On calcule V_x et V_y :

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35x375 + 1.5x100 = 656.25 \text{ kg} / \text{m}$$

$$\alpha = 0.63 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \cdot \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656.25 \times \frac{1.50}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.63}{2}} = 656.25 \times 0.75 \times \frac{1}{1.315} = 374.28 \text{ N} = 0.37428 \text{ kN}$$

$$V_y = 656.25 \times \frac{1.50}{3} = 328.13 \text{ N} = 0.32813 \text{ kN}$$

On calcul V_v et V_u :

$$q_u = 6316.27 \text{ kg} = 6316.27 \times 10 = 63162.70 \text{ N}$$

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{63162.70}{2 \times 0.25 + 0.25} = 84216.93 \text{ N/m} \cong 84.22 \text{ kN/m}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{63162.70}{3 \times 0.25} = 84216.93 \text{ N/m} \cong 84.22 \text{ kN/m}$$

$V_v = V_u$ parce que $u = v$

Donc:

Sens L_x :

$$V_{utot} = V_x + V_v = 0.37428 + 84.22 = 84.59 \text{ kN}$$

Sens L_y :

$$V_{utot} = V_y + V_u = 0.32813 + 84.22 = 84.55 \text{ kN}$$

et

$$V_{utot} = \max(V_{utotx}; V_{utoty}) = 84.59 \text{ kN}$$

Donc on a:

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{bxd} = \frac{84.59 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm};$$

On vérifié que:

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0.13 \cdot f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0.15}{3} \cdot \min(0.13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 0.5 \times (3.25; 5 \text{ MPa}) =$$

$$0.5 \times 3.25 = 1.625 \text{ MPa} \cong 1.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.63 \text{ MPa} . \text{ La condition est vérifiée.}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5. Vérification à l'E.L.S :

III.5.5.1. Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + v \cdot M_2) \times P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + v \cdot M_1) \times P'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec : } v = 0.2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{aser}}{uxv} \times S'$$

$$G = 3928.72 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$P_{aser} = \frac{1}{4} x(G + Q) = \frac{1}{4} x(3928.72 + 675) = 1150.93 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{(u)x(v)} = \frac{1150.93}{0.25x0.25} = 18414.88 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = q_{ser} x S' = 18414.88 x S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 1.50\text{m}$ et $L_y = 2.40\text{m}$

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu.M_2) x P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu.M_1) x P'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec : } \nu = 0.2(E.L.S)$$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{\nu}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P'_{ser} [kg]	M_{0x} [kg.m]	M_{0y} [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 150\text{cm} \\ v = 240\text{cm} \end{cases}$	1.00	1.00	0.049	0.015	3.60	66293.57	3447.26	1644.08
(2) $\begin{cases} u = 100\text{cm} \\ v = 240\text{cm} \end{cases}$	0.66	1.00	0.065	0.0185	2.40	44195.71	3036.25	1392.16
(3) $\begin{cases} u = 150\text{cm} \\ v = 190\text{cm} \end{cases}$	1.00	0.79	0.057	0.021	2.85	52482.41	3211.92	1700.43
(4) $\begin{cases} u = 100\text{cm} \\ v = 190\text{cm} \end{cases}$	0.66	0.79	0.079	0.0285	1.90	34988.27	2963.51	1549.98

Tableau III.9: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)

III.5.5.2. Moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 3447.26 - 3036.25 - 3211.92 + 2963.51 = 162.60 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 1644.08 - 1392.16 - 1700.43 + 1549.98 = 101.47 \text{ kg.m}$$

III.5.5.3. Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

◆ Chargement

$L_x = 1.50\text{m}$ et $L_y = 2.40\text{m}$ et $h_0 = 15\text{cm}$

Poids propre: $G = 0.15 \times 2500 = 375\text{kg/m}$

Charge d'exploitation: $Q = 100\text{kg/m}$

Charge ultime: $q_{ser} = G + Q = 375 + 100 = 475\text{kg/m}$

III.5.5.4. Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

Donc la dalle travaille suivant les deux sens:
$$\begin{cases} M_{0,xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \\ M_{0,yr} = \mu_y \cdot M_{0,xr} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{2.40} = 0.63 \\ \nu = 0.2 (E.L.S) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0849 \\ \mu_y = 0.435 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{0,xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = (0.0849) \times (475) \times (1.50)^2 = 90.74 \text{ kg.m}$$

$$M_{0,yr} = \mu_y \cdot M_{0,xr} = (0.435) \times (90.74) = 39.47 \text{ kg.m}$$

III.5.5.5. Moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0,x} = M_{0,xc} + M_{0,xr} = 162.60 + 90.74 = 253.34 \text{ kg.m}$$

$$M_{0,y} = M_{0,yc} + M_{0,yr} = 101.47 + 39.47 = 140.94 \text{ kg.m}$$

a. Moments retenus sont :

En travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0,x} = 0.75 \times 253.34 = 190.01 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0,y} = 0.75 \times 140.94 = 105.71 \text{ kg.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0,x} = 0.50 \times 253.34 = 126.67 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0,y} = 0.50 \times 140.94 = 70.47 \text{ kg.m}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

a. En travée :

$$M_{tx} = 190.01 \text{ kg.m} = 1900.10 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1900.10}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0073 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0073 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0073}) = 0.0092$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0092 = 0.996$$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{1900.10}{0.996 x (13.5) x 348} \cong 0.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre :

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95 y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \cdot 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{1900.10}{7322.87} x (3.44) = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 x f_{c28} = 0.6 x 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b. Sur appuis :

$$M_{ax} = 126.67 \text{ kg.m} = 1266.70 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{1266.70}{100 x (13.5)^2 x 14.20} = 0.0049 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0049 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0049}) = 0.00614$$

$$\beta = 1 - 0.4 x \alpha = 1 - 0.4 x 0.00614 = 0.997$$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{1266.70}{0.997 x (13.5) x 348} = 0.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b.1. Position de l'axe neutre :

$$A_{ax} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95 y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

b.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \cdot 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{1266.70}{7322.87} x (3.44) = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.59MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

Suivant L_y :

a. En travée:

$$M_{ty} = 105.71kg.m = 1057.10N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bx d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{1057.10}{100x(13.5)^2 x 14.20} = 0.0041 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0041 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0041}) = 0.0051$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0051 = 0.998$$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{1057.10}{0.998x(13.5)x348} = 0.23cm^2 / ml$$

a.1. Position de l'axe neutre

$$A_x = 3.93cm^2 / ml; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100cm; d = 13.5cm$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_x \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44cm$$

a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_x \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87cm^4$$

a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{1057.10}{7322.87} x(3.44) = 0.49MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.59MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b. Sur appuis

$$M_{ay} = 70.47kg.m = 704.70N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bx d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{704.70}{100x(13.5)^2 x 14.20} = 0.0027 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0027 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0027}) = 0.0034$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0034 = 0.998$$

La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{704.70}{0.998 \times (13.5) \times 348} = 0.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre:

$$A_x = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serv}}{I} \cdot y = \frac{704.70}{7322.87} \times (3.44) = 0.33 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.33 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

5.6. Disposition du ferrailage :

5.6.1. Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a:

$$f_e = 400 \text{ MPa} \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

5.6.2. Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

5.6.3. Arrêt des barres sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 126.67 \text{ kg.m} = 1266.70 \text{ N.m}$$

$$M_{0x} = M_{0y} = 253.34 \text{ kg.m} = 2533.40 \text{ N.m}$$

$$L_1 = \max \left(L_s; \frac{1}{4} \left(0.3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max \left(40 \text{ cm}; \frac{1}{4} \left(0.3 + \frac{1266.70}{2533.40} \right) \cdot 150 \right) = \max(40 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s; \frac{L_1}{2} \right) = \max \left(40 \text{ cm}; \frac{40}{2} \right) = \max(40 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

5.6.4. Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance:

$$\frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

5.6.5. Armatures finales :

Suivant L_x :

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm/ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = 3.93 \text{ cm/ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

Suivant L_y :

$$A_{ty} = 3.93 \text{ cm/ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = 3.93 \text{ cm/ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

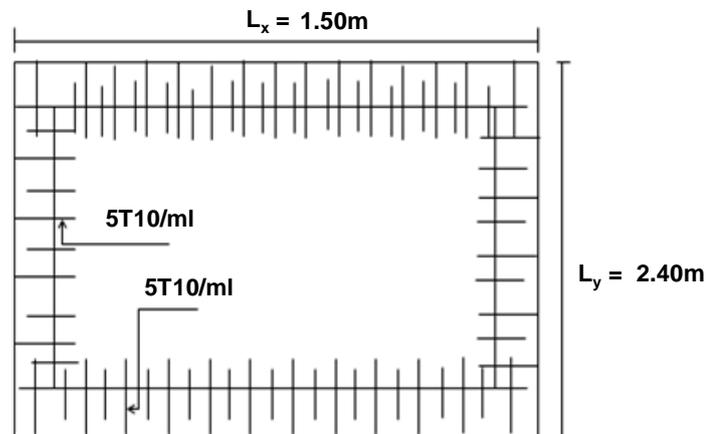


Figure III.13: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

5.7 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/Version 2003, l'épaisseur du voile doit être: $e \geq 15 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

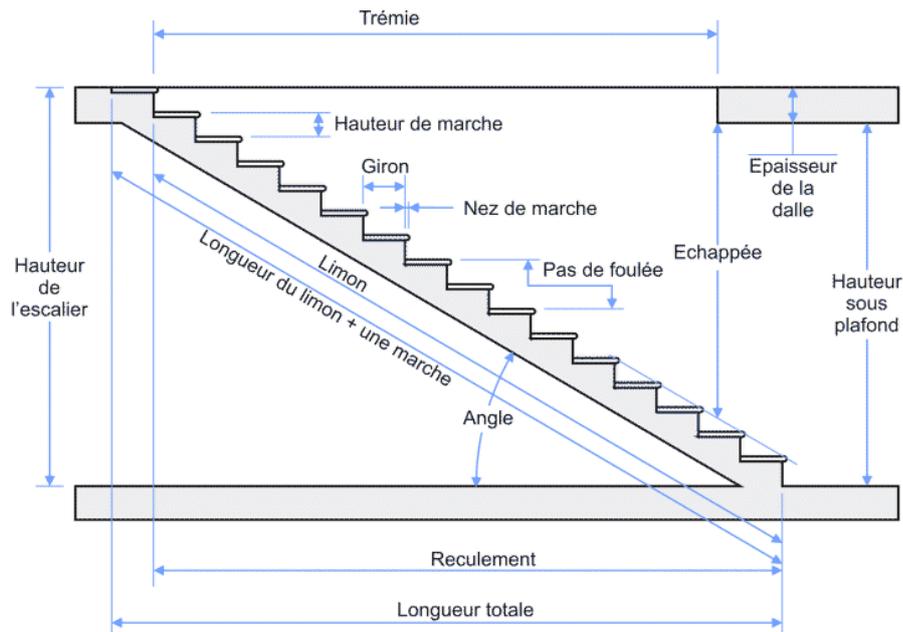
Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par:

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot x \cdot b \cdot h = 0.1\% \cdot 100 \cdot 15 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10/ml soit: $A_{\text{adop}} = 3.93 \text{ cm/ml}$; avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III-5.LES ESCALIER :

Les escalier son des éléments constitués d'une succession de grande permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie , l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron : $2h + g = p$; avec p : l'amplitu



III.5.1-Dimensions des escaliers :

a)détermination du nombre de marche et du contre marche :

D'après (1), on a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 153 \text{ cm}$ et $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 408 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a) Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

b) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

III.5.2-Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a-Paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0	22	0,44
Mortier de ciment horizontal	0	20	0,4
Lit de sable fin	0	18	0,36
Revêtement en carrelage vertical	$e_p \times 22 \times h/g = 0,02 \times 22 \times 0,6$		0,26
Mortier de ciment vertical	$e_p \times 20 \times h/g = 0,02 \times 20 \times 0,6$		0,24
Poids propre de la paillasse	$e_v \times 25 / \cos \alpha = 0,15 \times (25 / \cos 0,87)$		3,45
Poids propre des marches	$h/2 \times 22 = 0,17/2 \times 22$		1,87
Garde-corps			0,1
Enduit en plâtre		$1,5 \times 0,1 / 0,87$	0,17
La somme du Charge : $\sum G = 7.29 \text{ KN/m}^2$			
La Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$			

Tableau III.10. Descente de charge de la paillasse

Le calcul se fait pour une bande 1 m de largeur:

$$Q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) \times 1 \text{ m} \quad Q_u = (1.35 \times 7.29) + (1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 13.59 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1 \text{ m} \quad Q_{\text{ser}} = (7.29 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.79 \text{ KN/ml}$$

b- Palier :

Désignation	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,14	25	3,5
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	17	0,34
Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
$\Sigma G = 4.83 \text{ KN/m}^2$			
$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$			

Tableau III.11. Descente de charge du palier

La Charge totale pour une bande de 1m:

$$Q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) \times 1 \text{ m} \quad Q_u = (1.35 \times 4.83) + (1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.27 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1 \text{ m} \quad Q_{\text{ser}} = (4.83 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.33 \text{ KN/ml}$$

III.5.3. Calcul de la charge concentrée:

1- Poids propre du mur : le palier supporte la charge d'un mur en brique creuse de 3.06m de hauteur et de 20cm d'épaisseur son poids propre est calculé de la manière suivant :

$$P_{\text{mur}} = (\delta \times b \times h) \times 1 \text{ m} = (9 \times 0.10 \times 3.06) \times 1 \text{ m} = 2.75 \text{ KN/ml}$$

2- Enduit:

-Enduit en ciment :

$$P_{\text{Enduit extérieur}} = (\delta \times b \times h) \times 1 \text{ m} = (18 \times 0,02 \times 3.06) \times 1 \text{ m} = 1.10 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{Enduit intérieur}} = (\delta \times b \times h) \times 1 \text{ m} = (18 \times 0,015 \times 3.06) \times 1 \text{ m} = 0.826 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{Enduit}} = (1.10 + 0.826) = 1.926 \text{ KN/ml}$$

La charge totale :

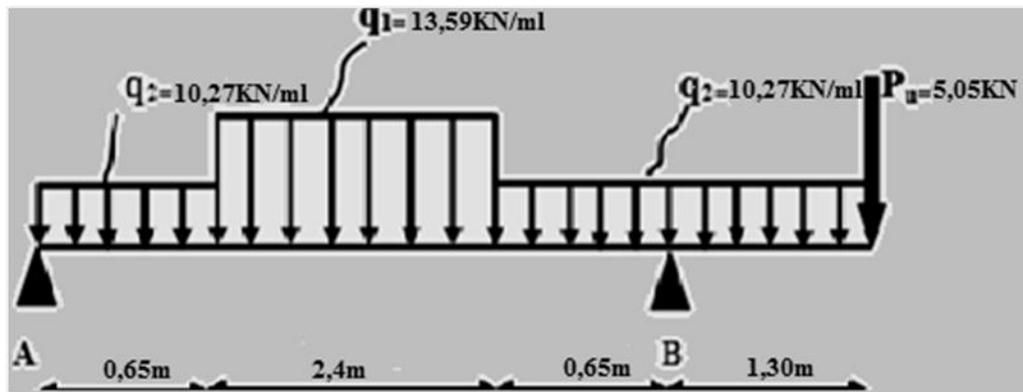
$$P = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 2.75 + 1.926 = 4.68 \text{ KN/ml}$$

Avec réduction de 20% « ouverture » ;

$$P \times 80\% = 4.68 \times 0.80 = 3.74 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 3.74 = 5.05 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 3.74 \text{ KN/ml}$$



III.5.4. Calcul de la réaction:

$$\sum f/y = 0 \rightarrow R_a + R_b - (10,27 \times 0,65) - (13,59 \times 2,40) - (10,27 \times 1,95) - 5,05 = 0$$

$$\rightarrow R_a + R_b = 64,36 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 2,16 + 60,33 + 80,60 + 25,25 - 3,7R_b = 0$$

$$R_b = 45,50 \text{ KN} \quad ; \quad R_a = 18,86 \text{ KN}$$

III.5.5.Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant maximal:

Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
<p>$0 \leq x \leq 0.65m$</p>	$\sum F/y=0 \Rightarrow -T_x + 18.86 - (10.27x) = 0$ $T_x = -10.27x + 18.86$ $x=0 \quad T = 18.86 \text{ KN}$ $x=0.65 \quad T = 12.18 \text{ KN}$	$\sum M/o=0 \Rightarrow M - 18.86x + 10.27 \frac{x^2}{2}$ $M = -5.13x^2 + 18.86x$ $x=0 \quad M_x = 0$ $x=0.65 \quad M_x = 10.09 \text{ KN/m}$
<p>$0.65 \leq x \leq 3.05m$</p>	$\sum F/y=0 \Rightarrow$ $-T_x + 18.86 - 6.67 - (13.59(x - 0.65)) = 0$ $T_x = -13.59x + 21.02$ $x = 0.65 \Rightarrow T = 12.18 \text{ KN}$ $x = 3.05 \Rightarrow T = -20.42 \text{ KN}$	$\sum M/o=0 \Rightarrow$ $M - [18.86(x - 0.65) + (13.59(x - 0.65)(\frac{x}{2} - 0.325))] -$ $[6.67(x - 0.325)] + 18.86x - M_x = 0$ $M_x = -6.79x^2 + 21.01x - 0.7$ $x = 0.65 \Rightarrow M = 10.08 \text{ KN/m}$ $x = 3.05 \Rightarrow M = 0.21 \text{ KN/m}$
<p>$3.05 \leq x \leq 3.7m$</p>	$\sum F/y=0 \Rightarrow$ $-T_x + 18.86 - 6.67 - 32.61 - 32.61$ $(10.27(x - 3.05)) = 0$ $T_x = -10.27x + 10.9$ $x = 3.05 \Rightarrow T = -20.42 \text{ KN}$ $x = 3.7 \Rightarrow T = -27.09 \text{ KN}$	$\sum M/o=0 \Rightarrow$ $-M_x - [(10.27(x - 3.05)(\frac{x}{2} - 1.52))] -$ $[32.61(x - 1.85)] - [6.67(x - 0.325)]$ $+ 18.86x = 0$ $M_x = -5.13x^2 + 10.87x + 14.87$ $x = 3.05 \Rightarrow M = 0.21 \text{ KN/m}$ $x = 3.7 \Rightarrow M = -15.23 \text{ KN/m}$
<p>$3.7 \leq x \leq 5. m$</p>	$\sum F/y=0 \Rightarrow T_x - 10.27x - 5.05 = 0$ $T_x = 10.27x + 5.05$ $x = 0 \Rightarrow T = 5.05 \text{ KN/m}$ $x = 1.3 \Rightarrow T = 13.35 \text{ KN/m}$	$\sum M/o=0 \Rightarrow$ $M_x + [(10.27)(\frac{x}{2})] + 5.05x = 0$ $M_x = -5.13x^2 - 5.05x$ $x = 0 \Rightarrow M = 0$ $x = 1.3 \Rightarrow M = -15.23 \text{ KN/m}$

Tableau III.12: Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Donc à partir du résultat on peut calculer le moment maximal

$$\frac{dM_f}{dx} = \frac{d(-6.79x^2 + 21.01x - 0.7)}{dx} = -13.59x + 21.01 = 0 \Rightarrow x = 1.54m$$

$$M_{max} = 15.55 \text{ KN/m}$$

III.5.6. Diagramme du Moment et de l'effort tranchant:

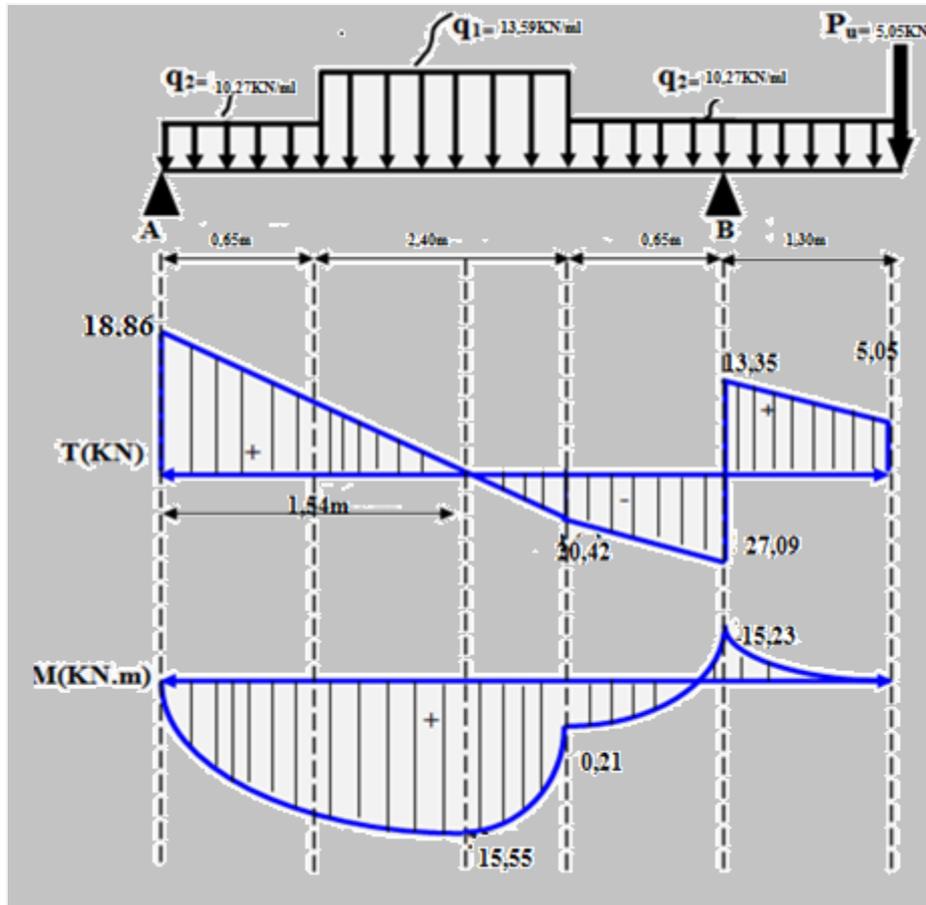


Figure III.14: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

III.5.7. Les Résultats obtenus :

ELU :

$$R_a = 18.86 \text{ KN}$$

$$R_b = 45.50 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 20.42 \text{ KN}$$

$$M_{o_{max}} = 15.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 13.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ac} = 0.5 M_o = 7.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ar} = 0.2 M_o = 3.11 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$R_a = 13.52 \text{ KN}$$

$$R_b = 32.76 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 14.78 \text{ KN}$$

$$M_{o_{max}} = 11.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 9.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ac} = 0.5 M_o = 5.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ar} = 0.2 M_o = 2.23 \text{ KN.m}$$

III.5.8- Calcul du ferrillage:

1-En travée (volée) : $M_t = 13.21 \text{ KN.m}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 0,9 \times 12 = 10,8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13.21 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.17} = 0,079 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.958$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.21 \times 10^3}{0,958 \times 10.8 \times 348} = 3.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

1.a) Vérification du Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 100 \times 10.8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Condition vérifiée.

1.b)-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit on adopte 4T10/ml soit $A_{adp} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; avec un espacement égal à 25cm.

2- Sur appuis (palier):

$M_{ar} = 3.11 \text{ KN.m}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times 14 = 12,6 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{ar}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.11 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14.17} = 0.013 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.993$

$$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.11 \times 10^3}{0,993 \times 12.6 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 soit $A_{adp} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

2.a) vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

L'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2.b)-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 soit $A_{adp} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ $S_t = 25 \text{ cm}$.

3) Sur appuis (centrale):

$M_{ac} = 7.77 \text{ KN.m}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times 14 = 12,6 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{ac}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7.77 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14.17} = 0.034 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.983$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{ac}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.77 \times 10^5}{0.983 \times 12.6 \times 348} = 1.80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 soit $A_{adp} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

3.a) vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12.6 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$A_{ac} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

L'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

3.b)-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 soit $A_{adp} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.5.9 Les vérifications à l'E.L.S :

$M_{t \max} = 11.16 \text{ kN.m}$; *Ontenue par RDM*

1- En travée:

$$M_{t \text{ ser}} = 0.85 \times M_{t \max} = 9.48 \text{ kN.m} ; A_t = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}; d = 10.80 \text{ cm}$$

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{b \times y^2}{2} + \eta A_s (y - d)^2 ; \text{D'où : } n = 15$$

$$50y^2 + 67.80Y - 732.24 = 0 \quad y = 3.20 \text{ cm.}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (3.20)^3}{3} + (15 \times 4.52)(10.8 - 3.2)^2 = 5008.39 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{9.48 \times 10^5}{5008.39} \times 3.20 = 6.05 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton σ_b :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors : $\sigma_{bc} = 6.05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

2- sur appuis :

$$M_{\text{aser}} = 2.23 \text{ KN.m} ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml} ; d = 12.60$$

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{b \times y^2}{2} + \eta A_s (y - d)^2 ; \text{D'où : } \eta = 15$$

$$50y^2 + 33.9Y - 427.14 = 0 \quad y = 2.60 \text{ cm.}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (2.60)^3}{3} + (15 \times 2.26)(12.6 - 2.6)^2 = 3975.86 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_b :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{2.23 \times 10^8}{3975.86} \times 2.60 = 1.45 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton σ_b :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors : $\sigma_b = 1.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

3) sur appuis :

$$M_{\text{aser}} = 5.58 \text{ KN.m} ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml} ; d = 12.6$$

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{b \times y^2}{2} + p A_s (y - d)^2 ; \text{D'où : } \eta = 15$$

$$50y^2 + 33.9Y - 427.14 = 0 \quad y = 2.60 \text{ cm.}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (2.60)^3}{3} + (15 \times 2.26)(12.6 - 2.6)^2 = 3975.86 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,58 \times 10^8}{3975,86} \times 2,60 = 3,64 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_b$:

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

Alors : $\sigma_{bc} = 3,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

e)-Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{20,42 \times 10^3}{100 \times 10,8 \times 10} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc: pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f)- Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_s} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(20,42 + \frac{3,11 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 0,137 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,137 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_s} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(20,42 + \frac{7,77 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 0,255 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,255 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

III.5.10. Vérification de la flèche :

Selon l'article B651 de BAEL91 on a :

$$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{240} = 0,058 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{14}{240} = 0,058 > \frac{9,48}{10 \times 16,78} = 0,056 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_s} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 10,8} = 0,0041 = \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,010 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

Bloc B:

III.5.10.1-Dimensions des escaliers :

Le Tableau suivant résume les résultats obtenus:

Escalier de blocs B									
H	L	n	n-1	h	G	α	ep	Ev	M
1,53	240	9	8	17	30	29,54	15	15	64

Tableau III.13. Dimensions de l'escalier du bloc B

b)- Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

III.5.10.2.Les Résultats obtenus :

ELU :

$$R_b = 29,96 \text{ KN}$$

$$R_a = 28,94 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 30,40 \text{ KN}$$

$$M_{o\max} = 38,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 33,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ac} = 0.5 M_o = 19,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ar} = 0.2 M_o = 7,78 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$R_a = 20,75 \text{ KN}$$

$$R_b = 21,51 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 21,49 \text{ KN}$$

$$M_{o\max} = 27,99 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 23,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ac} = 0.5 M_o = 13,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ar} = 0.2 M_o = 5,59 \text{ KN.m}$$

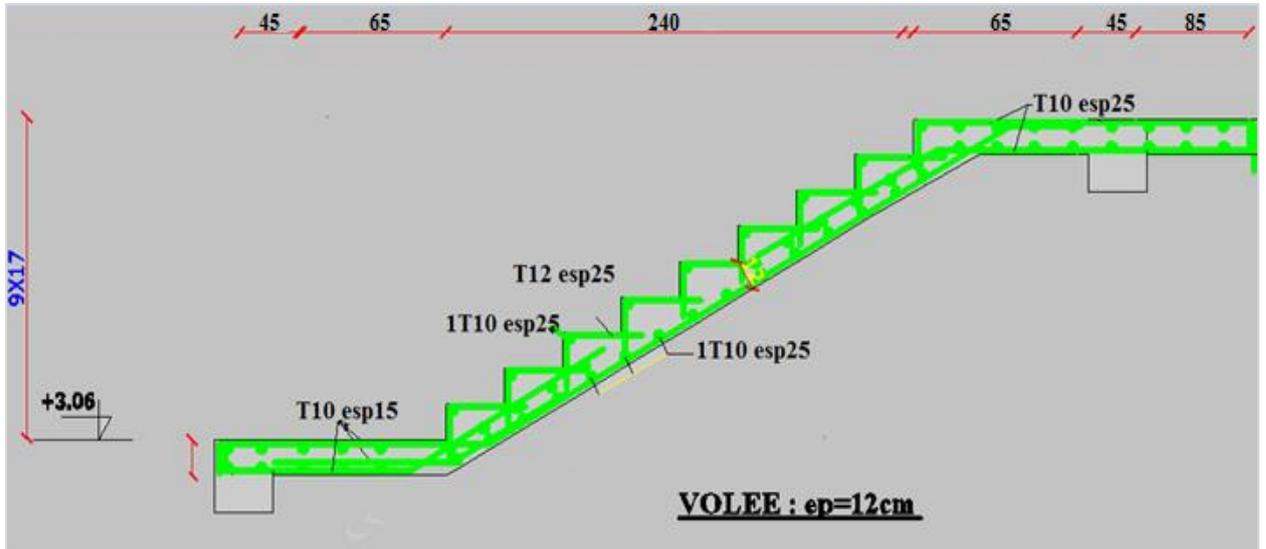
III.5.10.3. Tableau récapitulatif des armatures des différents types d'escalier:

Type du bloc	Bloc A			Bloc B		
	Travée	A Rive	A Inter	Travée	A Rive	A Inter
M_u (KN.m)	15,55			38,90		
M_{ser} (KN.m)	11,16			27,99		
T_u (KN)	20,42			30,40		
M	13,21	3,11	7,77	33,06	7,78	19,45
D	10,08	12,6	12,6	13,5	13,50	13,5
μ	0,079	0,013	0,034	0,128	0,030	0,075
β	0,958	0,993	0,983	0,931	0,986	0,961
A_s (cm ² /ml)	3,66	0,71	1,80	7,558	1,68	4,30
Choix d'acier (p.m)	4T12	4T10	4T10	8T12	5T12	5T12
A_{adopte} (cm ² /ml)	4,52	3,14	3,14	9,05	5,65	5,65
A_{min} (cm ² /ml)	1,30	1,52	1,52	1,63	1,63	1,63
A_r (cm ² /ml)	1,13	0,785	0,785	2,26	1,41	1,41
Choix d'acier (p.m)	4T10	4T10	4T10	5T10	4T10	4T10
A_{adopte} (cm ² /ml)	3,14	3,14	3,14	3,93	3,14	3,14
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	6,05	1,45	3,58	8,24	2,29	5,73
$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15	15	15
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	0,18			0,22		
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	3,25			3,25		
Flèche (cm)	Condition Vérifiée			Condition .Vérifiée		

Tableau III.14. Ferrailage des escaliers des deux blocs

III.5.10.4. Schémas de ferrailage

Bloc A:



Bloc B:

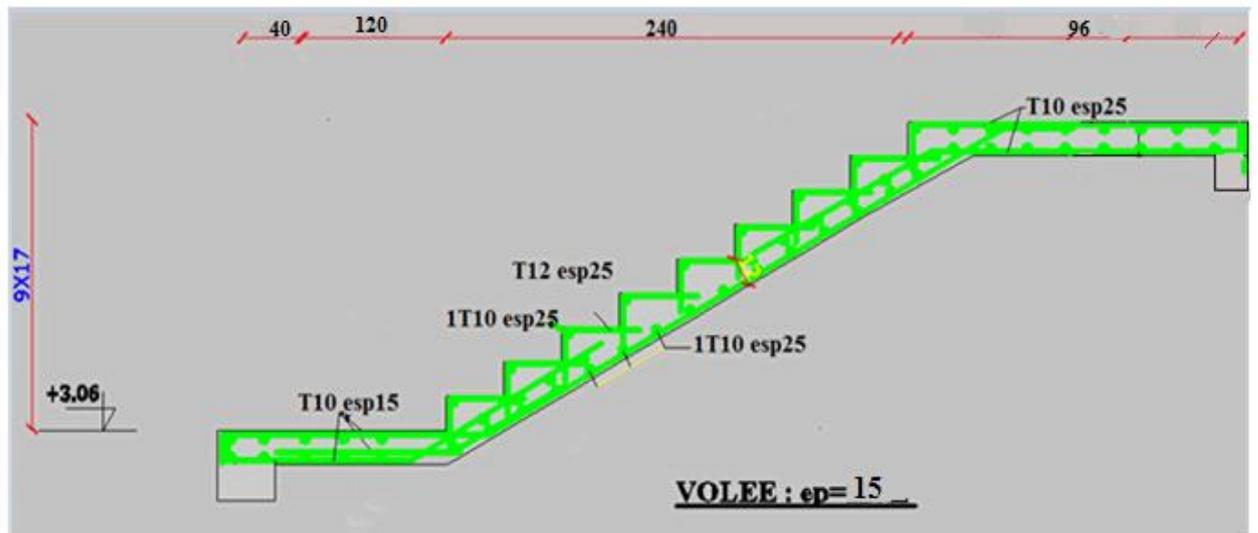


Figure III.15. Schéma de ferrailage d'escalier pour les deux blocs

III.6.Étude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour servir comme support à l'escalier, elle est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteau), elles reprennent les charges suivantes :

- Charges dues à leurs poids propres.
- Charges dues aux réactions du paliers.

Le calcul se fait à l'ELU puisque la fissuration est considérée comme peu nuisible

III.6.1- Pré dimensionnement :

Selon **B.A.E.L.91**; le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 31.5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.6 \text{ cm}$$

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

III.6.2 vérification des condition du R.P.A99 :

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$; Condition vérifiée .

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$; Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4$; Condition vérifiée.

III.6.3- Calcule des sollicitations :

a- Charge permanent :

- poids propre de la poutre palière..... $0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m}$
- poids du mur situé sur la poutre $(0,10 \times 3.06 \times 9) \times 1\text{m} = 2.75 \text{ KN/m}$
- poids du l'enduit..... $(18 \times 0.02 \times 3.06) \times 1\text{m} = 1.10 \text{ KN/m}$
- Réaction de l'escalier..... 18.86 KN/m
- la charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Le calcul se faire pour un bond de 1m de longer

$$Q_u = (1,35 \times (2.62 + 2,75 + 1.10)) + (1,5 \times 2,50) + 18.86 \times 1\text{m} = 31.34 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = 2.62 + 2,75 + 1.10 + 2.5 + 13.52 \times 1\text{m} = 22.49 \text{ kN/ml}$$

b-calcule des sollicitations ;

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{31.34 \times 3,2^2}{8} = 40.11 \text{ kN.m}$$

$$M^t = 0,85M_0 = 0,85 \times 40,11 = 34,09 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 0,4 \times 40,11 = 16,04 \text{ kN.m}$$

c-Calcul des armatures :

1- En travée :

$$M_t = 34,09 \text{ kN.m} ; b = 30 ; h = 35 ; d = 0,9h = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{34,09 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,20} = 0,080 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,958$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,09 \times 10^3}{0,958 \times 31,5 \times 348} = 3,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix (3T12 fil+2T12 chap.) soit $A_{\text{adp}} = 5,65 \text{ cm}^2$

Vérification de la Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = 0,23 \text{ b.d } f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 27 \times 2, 1/400 = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2- sur appuis:

$$M_a = 16,04 \text{ kN.m} ; d = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,04 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,20} = 0,038 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,981$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,04 \times 10^3}{0,981 \times 31,5 \times 348} = 1,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : (3T12) soit $A_{\text{adp}} = 3,39 \text{ cm}^2$

- vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = 0,23 \text{ b. d } f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 27 \times 2, 1/400 = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.6.4- Les vérifications à L.E.L.S :

Vérification des contraintes du béton à L'E.L.S:

$$Q_{\text{ser}} = 22,49 \text{ KN/m}$$

-Calcul des sollicitations :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{22,49 \times 3,2^2}{8} = 28,78 \text{ kN.m}$$

$$M^t = 0,85M_0 = 0,85 \times 28,78 = 24,46 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 0,4 \times 28,78 = 11,51 \text{ kN.m}$$

1-En travée :

a).Détermination du Position de l'axe neutre (y) :

$$\text{D'ou : } \eta = 15 ; A_s' = 5,65 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 84,75y - 2288,25 = 0 \rightarrow y = 10,81 \text{ cm}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 10,81^3}{3} + (15 \times 5,65)(31,5 - 10,81)^2 = 48911,59 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14,46 \times 10^3}{48911,59} \times 10,81 = 5,40 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton σ_{bc} :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,70 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

2- sur appuis : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$; $M_{ser} = 11,51 \text{ KN/m}$

a)-Détermination du Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 50,85y - 1601,77 = 0 \rightarrow y = 8,77 \text{ cm}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 8,77^3}{3} + (15 \times 3,39)(31,5 - 8,77)^2 = 27040,92 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,51 \times 10^3}{27040,92} \times 8,77 = 3,73 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton σ_{bc} :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

3-Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{31.34 \times 3.2}{2} = 50.14 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{50.14 \times 10^{-3}}{(30 \times 31.5) \times 10^2} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0.13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc: pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4- Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$A \geq \frac{1.15}{f_s} \left(T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \Rightarrow A \geq \frac{1.15}{400} \left(58.78 + \frac{18.80 \times 10^2}{0.9 \times 31.5} \right) = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } 2.26 \text{ cm}^2 > 0.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5-Ferrailage des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

6-L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 28.35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15 \phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

7-Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_s}{S_t \times b_0} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0.265 ; 0.4 \} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 0.3}{400} = 0.035 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t \times f_s}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3K f_{tj}}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.53 - (0.3 \times 1 \times 2.1)) \times 30 \times 1.15}{0.9 \times 1 \times 400} = 0.0095 \text{ cm} \dots (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.00954S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} : \\ A_t \geq 0.9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

Donc on prend : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ soit 4T8

8-Vérification de la flèche :

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{320} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,10 > 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ SER}}}{10 \times M_{0 \text{ SER}}} \Rightarrow \frac{35}{320} > \frac{34,09}{10 \times 40,11} \Rightarrow 0,10 > 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$

$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Rightarrow \frac{5,65}{30 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0059 < 0,010 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

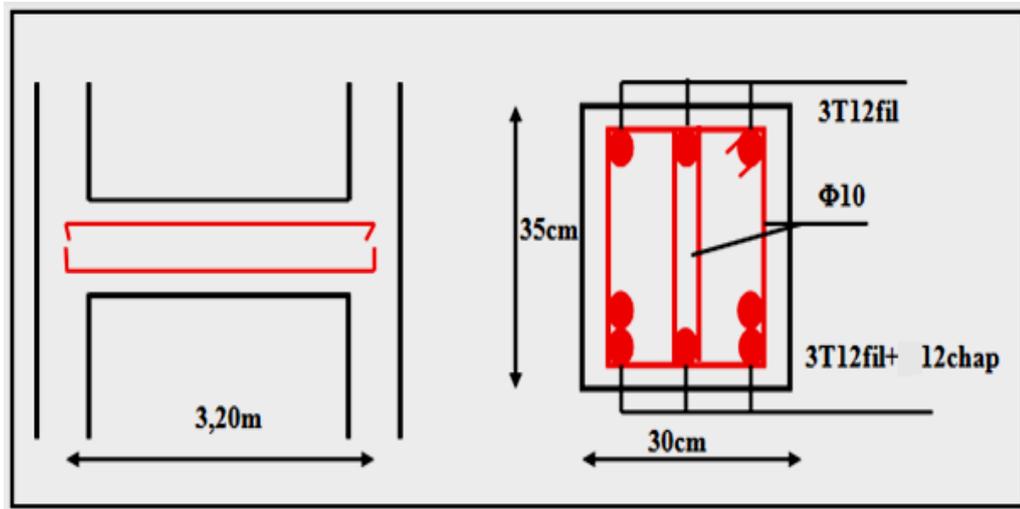


Figure III.16. Ferrailage de la poutre palière

Le calcul des éléments non structuraux est indispensable dans les étapes de calcul d'une structure, en effet la négligence de ces derniers est la cause de plusieurs désordres enregistrés, pour cela il faut donner aussi une importance lors de la réalisation sur chantier.



Chapitre IV:
Calcul des planchers

IV.1. Introduction

Le plancher est un élément de contreventement horizontale, soit en corps creuse, soit en dalle plains.

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 3 fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux et les transmettre aux éléments porteurs (poteaux ; murs, voile), rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. (en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire)

Economie : dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

On peut distinguer deux grandes classes de planchers ; les planchers coulés sur place « dits traditionnels » ou bien planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

La structure étudiée constitué de planchers à corps creuse constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis l'ensemble recouverts par une dalle de compression en béton légèrement armé ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée perpendiculaire aux poutres principales, et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 et de 21 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm ; 5cm

IV-2.Composition du plancher : le plancher est composé de corps creux, des poutrelles, et d'une dalle en béton armé de faible épaisseur

1-Corps creux : généralement en béton sont disposée entre les poutrelles et servent du coffrage à la dalle coulée sur toute la surface du plancher

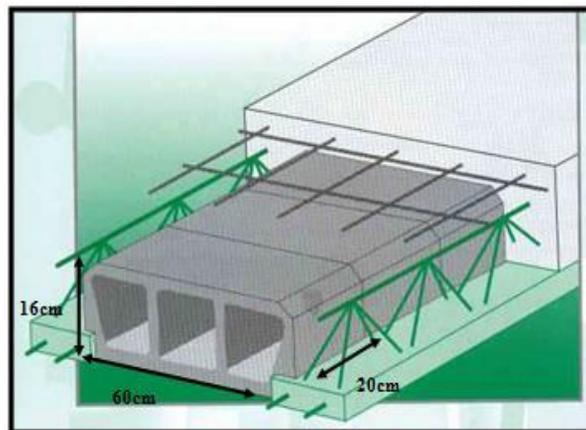


Figure IV.1: Dimensions du corps creux

2-les poutrelles : en béton armé coulée sur place ou préfabriquée ont la forme en T inversé les armatures sont entièrement enrobées de béton sont disposés perpendiculaires aux sens

porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles vient s'appuyer l'ourdis

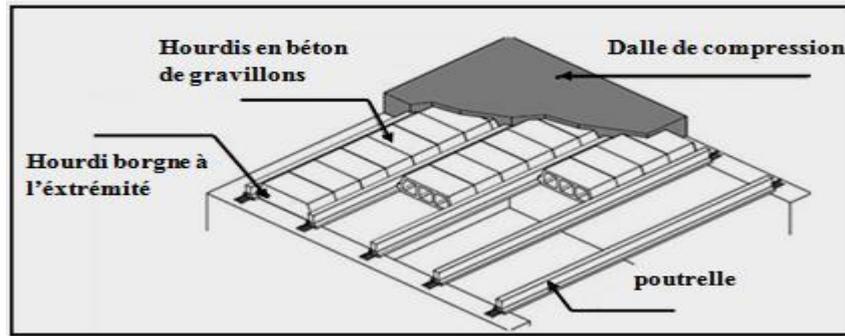


Figure IV.2: Détail d'un plancher en corps creux

3-la dalle de compression : armé d'un simple quadrillage d'armature de compression (treillis Soudés), et le rôle de ce dernier est de transmettre les charge ; évités les fissure en béton.

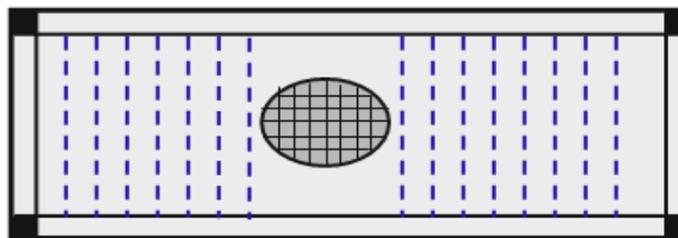


Figure IV.3: Dalle de compression

IV-3.Calcul du plancher à corps creux :

IV-3.1.Pré dimensionnement des poutrelles :

Bloc A:

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivant : $B = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$

$$b_1 = \frac{(B-b_0)}{2} = \min (b_1 \leq \frac{(l_1-b_0)}{2}; b_1 \leq \frac{L}{10}; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0)$$

Avec : L = 4.25m ; $l_1 = 0.65m$; $l_0 = 2 \times b_1$

h_t : Hauteur de la nervure (16 + 4) cm

h_0 : Hauteur de la dalle de compression (4cm)

b_0 : Largeur de la nervure ($b_0 = 12cm$)

l_0 : Distance entre axes des nervures ($l_0 = 2 \times b_1 = 24cm$)

L: Longueur maximale (L= 4.60m)

B: Largeur de la poutrelle ($B = 2b_1 + b_0$)

l_1 = Longueur entre axe de la poutrelle ($l_1 = 65cm$)

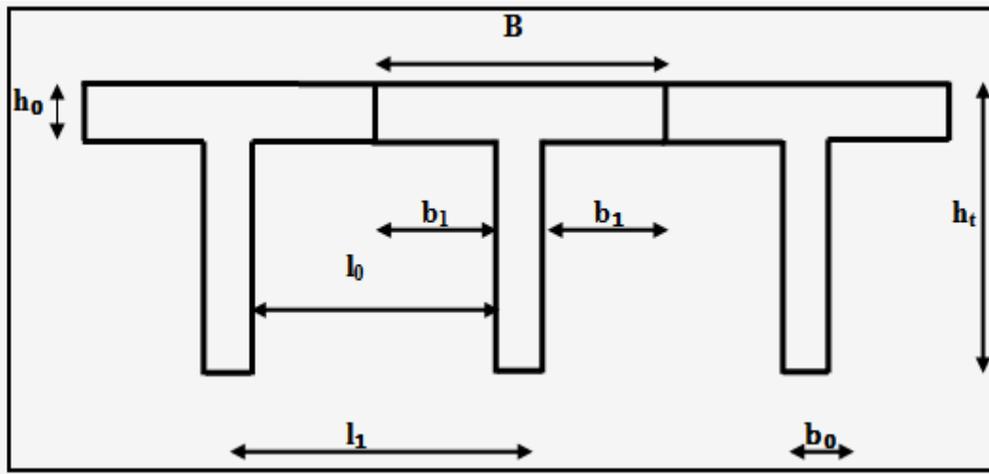


Figure IV.4: Schéma explicatif de la poutrelle

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65-12)/2 = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 425/10 = 42,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

$b_1 = \min (26.5 ; 46 ; 32)$ On prendra donc $b_1 = 26.5 \text{ cm}$.

$b_1 = \min (26.5, 46, 32)$ On prend donc $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

De (1) on a: $B = 2b_1 + b_0 \rightarrow B = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$

Bloc B:

$L = 4.60 \text{ m} ; l_1 = 0.65 \text{ m} ; l_0 = 2 \times b_1$

$b_1 = \min (26.5 ; 46 ; 32)$ On prendra donc $b_1 = 26.5 \text{ cm}$.

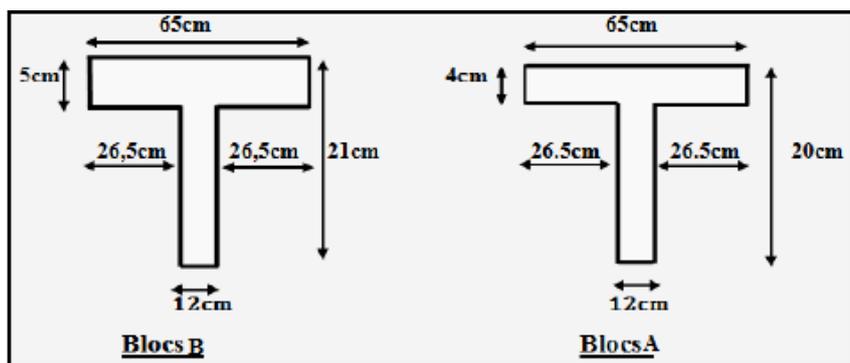


Figure IV.5: Dimensions de la poutrelle pour les deux blocs

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir

une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés.

a) 1^{ère} phase (avant le collage de la dalle de compression) :

Dans cette phase les poutrelles sont supposées simplement appuyées, elles travaillent iso statiquement et elles sont soumises à leurs poids propre, aux poids des hourdis et une surcharge due à l'ouvrier ($Q = 1 \text{ kN/m}^2$). Ces charges engendrent un moment fléchissant ($M = \frac{q l^2}{8}$) les poutrelles sont incapables de prendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un étaieement à mi travée pour diminuer le moment fléchissant.

b) 2^{ème} phase (après le collage de la dalle de compression) :

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur appuis continus et elle forme un système hyperstatique

IV-3.2. Evaluation des charges et calcul des combinaisons :

1-charge permanente :

Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$

Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/m}$

Donc : $G = 0,74 \text{ kN/m}$

2-surcharge d'exploitation : une surcharge due à l'ouvrier $q = 1 \text{ kN/m}$

3-les combinaisons et les efforts :

Le calcul se fait à L.E.L.U et la vérification à L.E.L.S.

$$\text{E.L.U} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q \\ M_u = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} \\ T_u = \frac{Q_u \cdot l}{2} \end{cases} ; \quad \text{E.L.S} \begin{cases} Q_s = G + Q \\ M_s = \frac{Q_s \cdot l^2}{8} \\ T_s = \frac{Q_s \cdot l}{2} \end{cases}$$

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,49 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,50 \times 4,25^2}{8} = 5,62 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,49 \times 4,25}{2} = 5,29 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q = 1,74 \text{ kN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1,74 \times 4,25^2}{8} = 3,92 \text{ kN.m}$$

$$T_s = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,74 \times 4,25}{2} = 3,69 \text{ kN.m}$$

4- ferrailage de la poutrelle :

On a: $b = 12 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,13 \times 10^3}{12 \times 3,6^2 \times 14,17} = 2,55 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Bloc	G	q	Q _u	Q _s	M _u	M _s	T _u	T _s	μ	μ _r
A	0,74	1	2,42	1,74	5,62	3,92	5,29	3,69	2,55	0,392
B	0,77	1	2,53	1,77	6,69	4,68	5,81	4,07	1,94	0,392

Tableaux IV.1: Ferrailage des poutrelles

Ça veut dire que les armatures comprimées sont nécessaire, mais elles sont difficiles à mettre en place de par la faible épaisseur de la poutrelle, la solution est de mettre des étaies la poutrelle pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

IV-4.Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les plancher des étages courant, pour le plancher de terrasse on utilise la méthode des trois moments car il ne vérifie pas l'un des 4 conditions de la méthode forfaitaire

IV-4.1.Méthode forfaitaire :

L'application de cette méthode suppose la vérification des conditions suivants :

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

IV-4.1.1.Principe du calcul des moments:

Son principe consiste à déterminer des moments sur appuis (M_w ; M_E) et des moments en travée (M_t) en fonction du partie fixées approximative de la valeur de la moment fléchissant M_0 dans la travée de référence « travée isostatique indépendante de la même portier que la travée considéré et soumis aux même charge

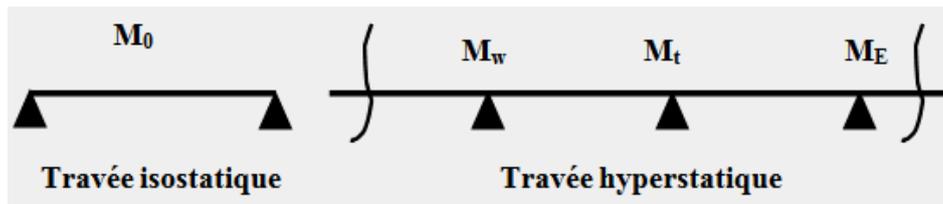


Figure IV.6: Schéma explicatif

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

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

- Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

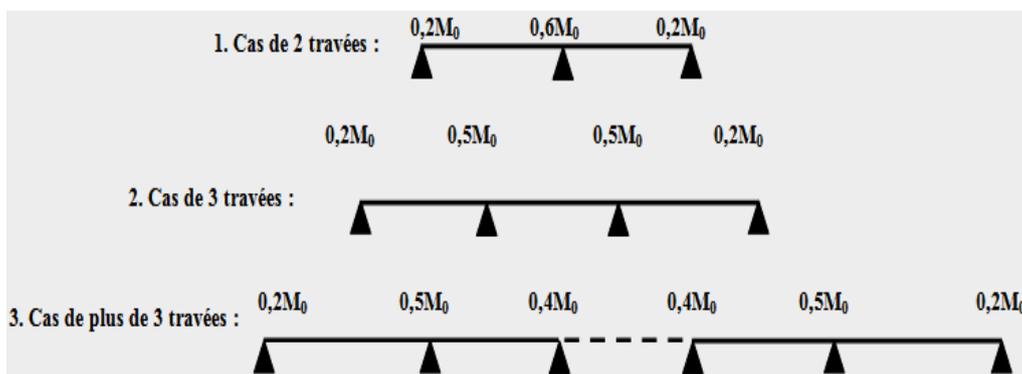


Figure IV.7: Moments sur appuis

IV-4.1.2 Principe de calcul de l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinale le règlement B.A.E.L.91, prévoir que seul l'état limite ultime est vérifié.

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

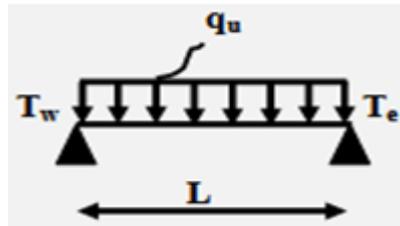


Figure IV.8: Schéma explicatif du l'effort tranchant

IV-4.2 La méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25 il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières selon les travées, on distingue deux cas :

a)-Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :

Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de porter sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)



Figure IV.9: Schéma explicatif

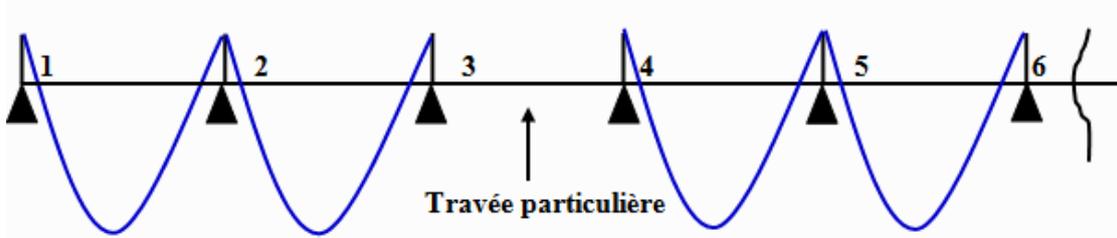
Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire. La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

• Exemple de calcul :



On a :

$$M_0^{12} = M_0^{23} = M_0^{45} = M_0^{56} = \frac{Q_u l^2}{8}$$

$$M_0^{14} = \frac{1,35G l^2}{8}$$

$$M_{a1} = 0,2M^{12}$$

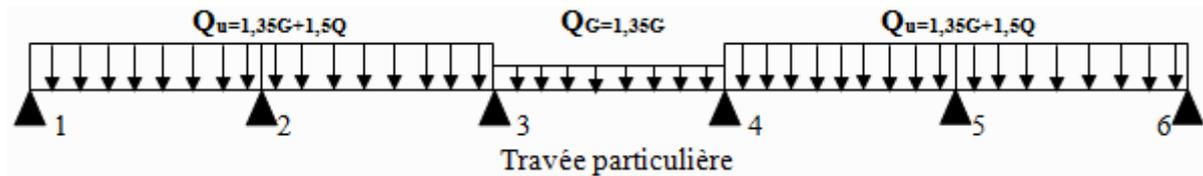
$$M_{a2} = 0,4\max(M_0^{12}, M_0^{23})$$

$$M_{a3} = 0,5M_0^{23}; M_{a3} = 0,5M_0^{56}$$

$$M_{a5} = 0,5\max(M_0^{45}, M_0^{56})$$

1)-Calcul le moment minimal le moment maximal de la travée particulière :

- Pour le recherche du moment M_t^{34} min, on considère le chargement suivant :



Le moment dans la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc}-x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes:

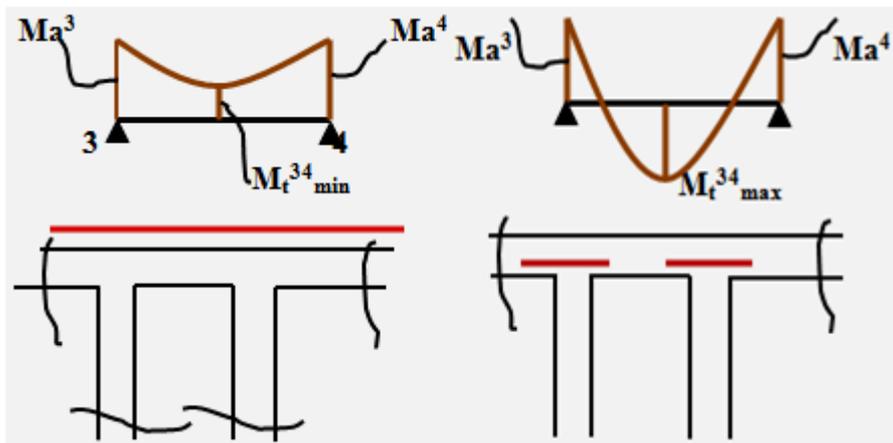
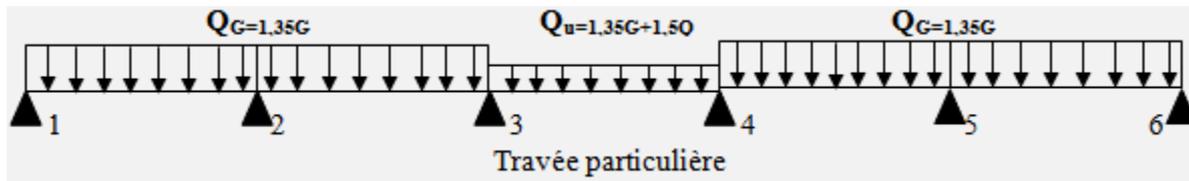


Figure IV.10: Diagramme du moment de la poutrelle

- Pour le recherche du moment M_t^{34} max, on considère le chargement suivant :



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (M_{a3} et M_{a4} en valeur absolue):

$$M(X) = Q_0 \left(\frac{L-X}{2} \right) + M'_{a3} \left(1 - \frac{X}{L} \right) - M'_{a4} \frac{X}{L}$$

Le moment M_{t34max} est évalué en remplaçant valeur:

$$(X) = Q_0 \left(\frac{L-X}{2} \right) + M'_{a3} \left(1 - \frac{X}{L} \right) - M'_{a4}$$

$$M'_{a3} = 0,4 \min (M'_{023}, M'_{034}) ;$$

$$M'_{a4} = 0,4 \min (M'_{034}, M'_{045}) ;$$

$$M'_{012} = M'_{023} = M'_{045} = M'_{056} = Q_G \cdot (L)^2 / 8$$

$$M'_{034} = Q_u \cdot (L)^2 / 8,$$

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M'_{034}$.

b) cas d'une travée de rive :

Les étapes définies précédemment sont à suivre ; à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.



Figure IV.12: Schéma explicatif

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0(BC)$ s'il y a que deux travées ou $0,6 M_0(BC)$ s'il a que deux travées au $0,5M_0(BC)$ s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne

le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0(BC)$ s'il y a que deux travées ou $0,6 M_0(BC)$ s'il a que deux travées au $0.5M_0(BC)$ s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0(BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0 (AB)$ s'il n'y a que deux travées.

IV-4.3. Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis, et si la 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.

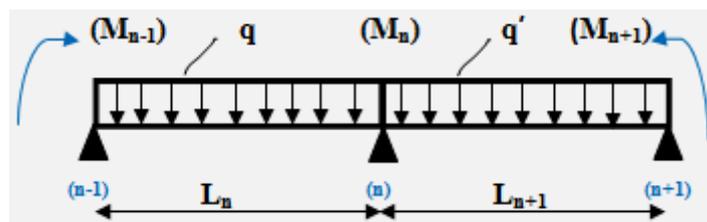


Figure IV.13: Schéma explicatif

En isolant deux travée adjacente de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque, donc on a un système statiquement indéterminée, il nécessaire de compléter les équations statique disponibles par d'autre méthodes basées sur la déformation du système

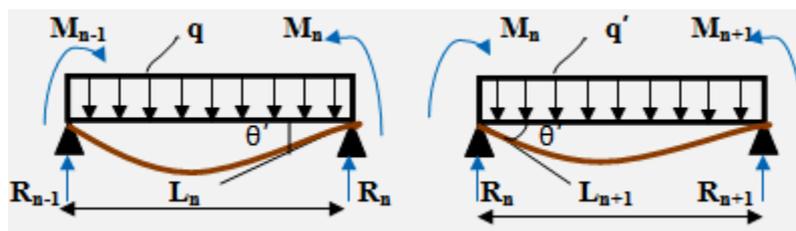


Figure IV.14: Schéma explicatif

M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), ils sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et la condition de continuité, ($\theta' = \theta$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.

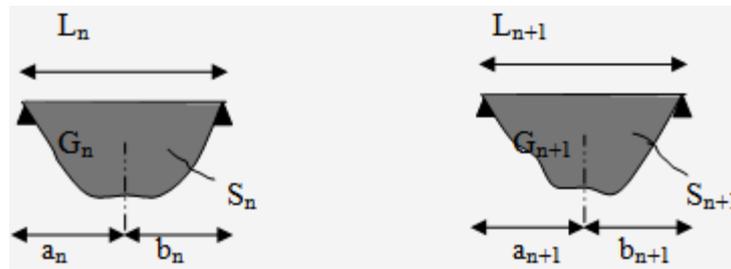


Figure IV.15: Diagramme du moment de la méthode des trois moments

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\begin{aligned} \theta' = \theta'' &\Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée «**équation de Clapeyron**», le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

IV-4.4 Méthode de Kaquot :

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux poutres en béton armé. Méthode de CAQUOT minorée :

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a $Q < 2G$ ou $Q < 5 \text{ KN/m}^2$, on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3.

(Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3). On reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée.

IV-4.4 .1.Principe de la Méthode :

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives l' .

a)- Hypothèses :

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

-Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte, $G'=2/3G$

-On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :

$l' = 1$ pour les deux travées de rive,

$l' = 0.8l$ pour les travées intermédiaires

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{\text{appui}} = -\left(\frac{q_w L_w^3 + q_s L_s^3}{0.85(L_w + L_s)}\right)$$

Pour des charges ponctuelles (concentrées), et sous l'action d'une charge concentrée P_w sur la travée de gauche appliquée à une distance (a) de l'appui, Le moment M_{appui} est donné par la formule suivante :

$$M_{\text{appui}}(P_w) = -\frac{k \cdot q_w L_w^2}{(L_w + L_s)} ; \quad k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2.125} ; \quad x = \frac{a}{l'}$$

-Pour les calculs des moments en travée M_t on considère la longueur des portées réelles l (et non pas l').

$$M_{tmax} = \frac{ql^2}{8} - \frac{(M_w + M_s)}{2} + \frac{(M_w - M_s)^2}{2ql^2}$$

b)-Efforts tranchants : Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

$$V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_s)}{L} ; \quad V_s = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_s)}{L}$$

IV-5.Calcul des poutrelles :

-Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

- Terrasse : $Q=1\text{kN}/\text{m}^2$

$$\begin{cases} E.L.U : Q_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 \\ E.L.S : Q_S = (G + Q) \times 0.65 \end{cases}$$
- Etage courant: $Q=1.5\text{kN}/\text{m}^2$

$$\begin{cases} E.L.U : Q_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 \\ E.L.S : Q_S = (G + Q) \times 0.65 \end{cases}$$

Bloc		G	Q	G*0.65	Q*0.65	Q _u	Q _s
A	Plancher terrasse	5.48	1	3.56	0.65	5.78	4.21
	Plancher Etage courant	5.16	1.5	3.35	0.97	6.00	4.32
B	Plancher terrasse	5.68	1	3.69	0.65	5.95	4.34
	Plancher Etage courants	5.1	1.5	3.31	0.97	5,92	4.28

Tableaux IV.2. Évaluation des charges subissant les poutrelles

IV.5.1. Les type des poutrelles :

1-Bloc A:

1) plancher RDC + étage courent :

2)-plancher terrasse

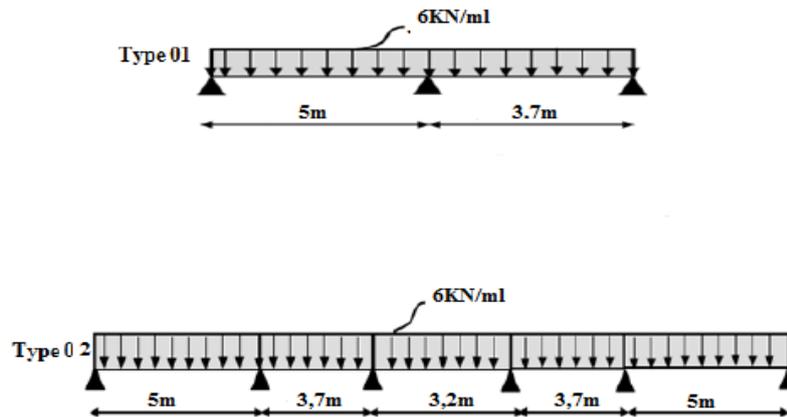
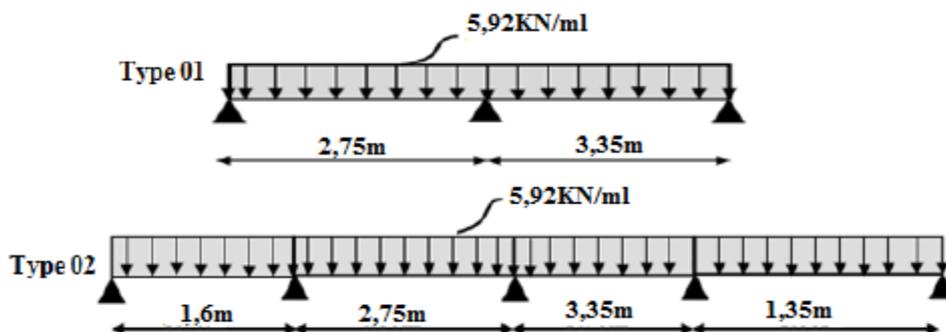


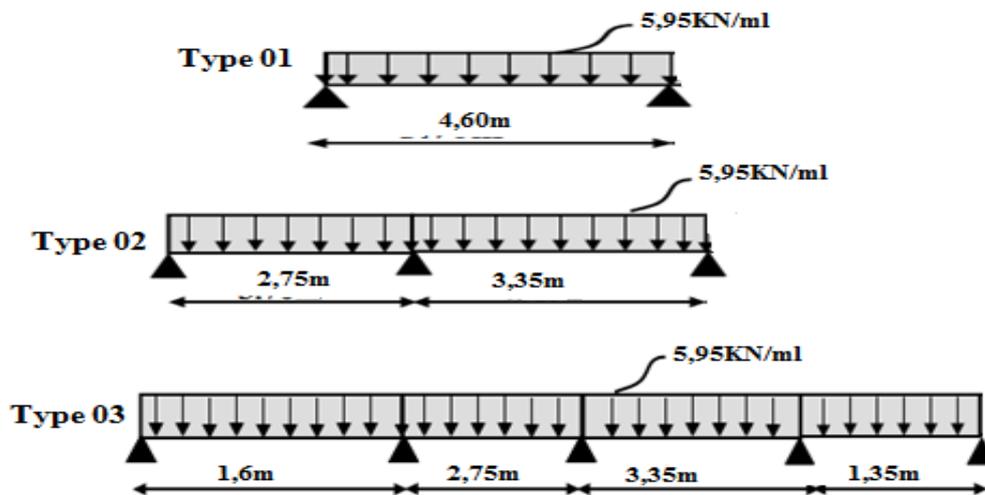
Figure IV.16: Type des poutrelles du bloc A

1-Bloc B :

1) plancher RDC + étage courent :



2)-plancher terrasse :



IV.6. Ferrailage de la poutrelle

IV.6.1. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

1-La surchargé' exploitation : $Q \leq \max(2G; 5\text{kN/m}^2)$

1-Bloc A:

a.1) plancher étage courant : $G=5.16\text{KN/m}^2$; $Q= 1.5\text{KN/m}^2$

$Q = 1,5\text{KN/m}^2 < 2 \times G = 10,32 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée

b.1-) plancher étage courant : $G=5.36\text{KN/m}^2$; $Q= 1.5\text{KN/m}^2$

$Q = 1\text{KN/m}^2 < 2 \times G = 10,96 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée.

2-Fissuration peu préjudiciable :

2.a) plancher étage courant fissuration peut préjudiciable.....condition vérifiée.

2.b) plancher terrasse fissuration préjudiciable ...C.N.V ; donc on applique la méthode des trois moments sur le plancher terrasse.

3- Rapport du longueur successive : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ cette condition n'est pas vérifié pore tous les types des étages ; alors on utilise la méthode forfaitaire modifier

4-Poutres à inerties transversales constantes ;..... Condition vérifiée.

IV-6.2. Calcule du poutrelle du plancher RDC+ étage courant: la méthode forfaitaire modifiée:

Les conditions 1-2 et 4sont déjà vérifiées

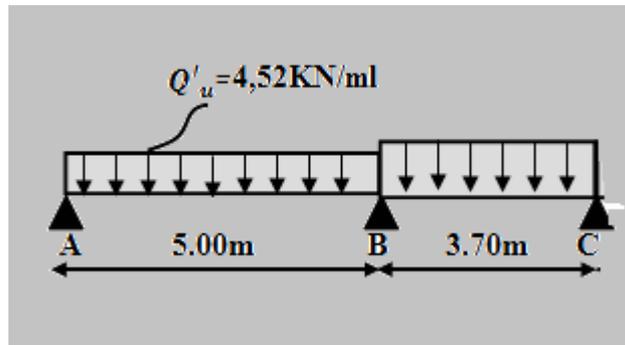
3 - Le rapport $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{5}{3,7} = 1,35$; $\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8; 1,25]$ condition non vérifiée.

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur tous les planchers étage courant du blocs

$$Q_u = 6 \text{ KN/ml}; \quad Q_{\text{ser}} = 4,32 \text{ KN/ml}.$$

$$Q'_u = 1,35G = 1,35(5,16 \times 0,65) = 4,52 \text{ KN/ml}.$$



1.1).Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = 4,52 (5)^2 / 8 = 14,12 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q'_u \cdot l_{BC}^2}{8} = 4,52 (3,7)^2 / 8 = 10,26 \text{ KN.m}$$

1.2).Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 8,47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 2,052 \text{ KN.m}$$

1.3).Moments en travée :

Travée AB :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q'_u \cdot l} = \frac{5}{2} + \frac{2,82 - 8,47}{4,52 \times 5} = 2,25 \text{ m}$$

$$M_{t \min}^{AB} = Q'_u \left(\frac{l-x}{2} \right) + M_A \left(\frac{1-l}{l} \right) - M_B \left(\frac{x}{l} \right)$$

$$M_{t \min}^{AB} = 4,52 \left(\frac{5-2,25}{2} \right) + 2,82 \left(\frac{1-2,25}{5} \right) - 8,47 \left(\frac{2,25}{5} \right)$$

$$M_{t \min}^{AB} = 1,69 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q'_u \cdot l} = \frac{3,7}{2} + \frac{8,47 - 2,05}{4,52 \times 3,7} = 2,13 \text{ m}$$

$$M_{t \min}^{BC} = Q'_u \left(\frac{l-x}{2} \right) + M_A \left(\frac{1-l}{l} \right) - M_B \left(\frac{x}{l} \right)$$

$$M_{t \min}^{BC} = 4,52 \left(\frac{3,7-2,13}{2} \right) + 8,47 \left(\frac{1-2,13}{3,7} \right) - 2,05 \left(\frac{2,13}{3,7} \right)$$

$$M_{t \min}^{BC} = 0,94 \text{ KN.m}$$

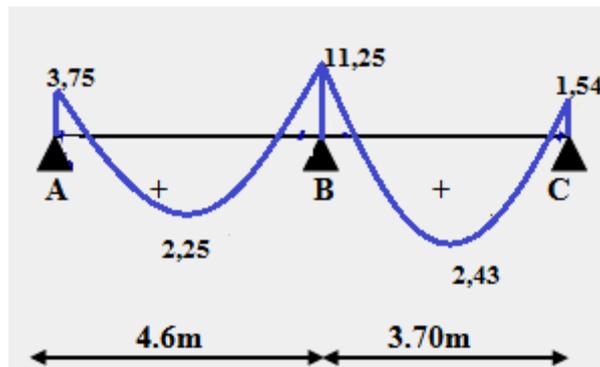


Figure IV.17: Diagramme des moments fléchissants M [kN.m]

3). Calcul de l'effort tranchant T : L'effort tranchant est donnée par

$$T_w = \frac{(M_w - M_{\epsilon})}{L} + \frac{Q_u l}{2}$$

Travée AB :

$$\begin{cases} T_{A \min} = \frac{(2,82 - 8,74)}{5} + \frac{4,52 \times 5}{2} = 10,17 \text{ KN} \\ T_{B \min} = \frac{(2,82 - 8,74)}{5} - \frac{4,52 \times 5}{2} = -12,43 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} T_{B \min} = \frac{(8,74 - 2,05)}{3,7} + \frac{6 \times 3,7}{2} = 12 \text{ KN} \\ T_{C \min} = \frac{(8,74 - 2,05)}{3,7} - \frac{6 \times 3,7}{2} = -9,36 \text{ KN} \end{cases}$$

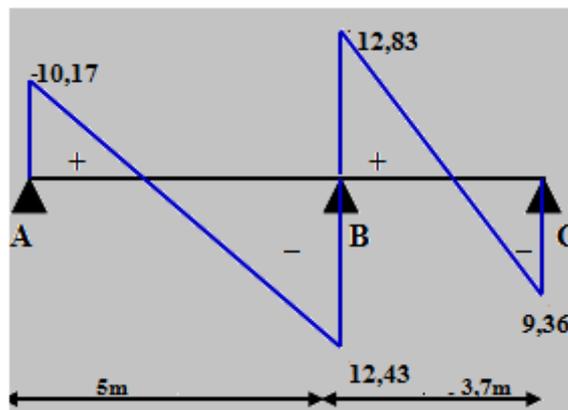
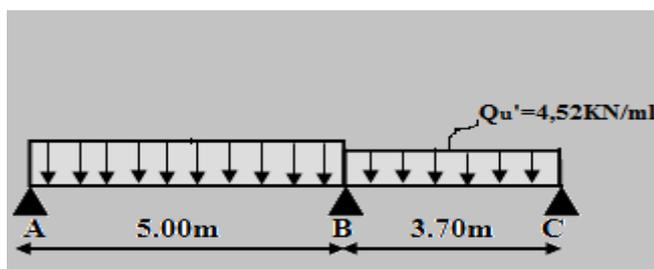


Figure IV.18: Diagramme des efforts tranchants T [kN]

2)

$Q_I = 6 \text{ KN/ml}$ $Q_G = 1,35G = 4,52 \text{ KN/ml}$



$$Q_u = 6 \text{ KN/ml}; \quad Q_{\text{ser}} = 4,32 \text{ KN/ml}.$$

$$Q'_u = 1,35G = 1,35(5,16 \times 0,65) = 4,52 \text{ KN/ml}.$$

1.1).Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = 6 (5)^2 / 8 = 18.75 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q'_u \cdot l_{BC}^2}{8} = 4.52 (3,7)^2 / 8 = 7.73 \text{ KN.m}$$

1.2).Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 11.25 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 1.54 \text{ KN.m}$$

1.3).Moments en travée :

Travée AB :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_u \cdot l} = \frac{5}{2} + \frac{3.75 - 11.25}{6 \times 5} = 2.25 \text{ m}$$

$$M_{t \max}^{AB} = Q_u \left(\frac{l-x}{2} \right) + M_A \left(\frac{1-l}{l} \right) - M_B \left(\frac{x}{l} \right)$$

$$M_{t \max}^{AB} = 6 \left(\frac{5-2.25}{2} \right) + 3.75 \left(\frac{1-2.25}{5} \right) - 11.25 \left(\frac{2.25}{5} \right)$$

$$M_{t \max}^{AB} = 2.25 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q'_u \cdot l} = \frac{3.7}{2} + \frac{11.25 - 1.54}{4.52 \times 3.7} = 2.43 \text{ m}$$

$$M_{t \max}^{BC} = Q'_u \left(\frac{l-x}{2} \right) + M_B \left(\frac{1-l}{l} \right) - M_C \left(\frac{x}{l} \right)$$

$$M_{t \max}^{BC} = 4.52 \left(\frac{3.7-2.43}{2} \right) + 11.25 \left(\frac{1-2.43}{3.7} \right) - 1.54 \left(\frac{2.43}{3.7} \right)$$

$$M_{t \max}^{BC} = -2.43 \text{ KN.m}$$

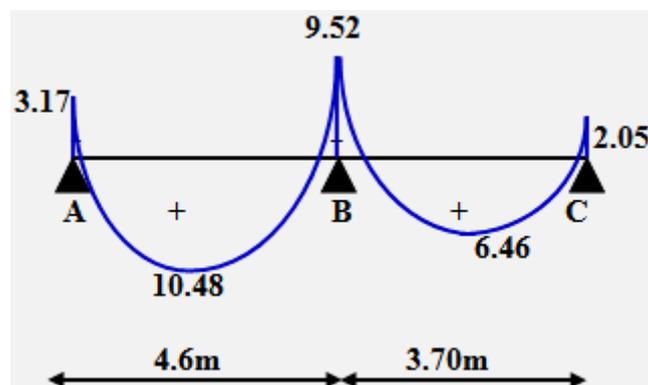


Figure IV.19: Diagramme des moments fléchissants M [kN.m]

Calcul de l'effort tranchant T :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_{A \max} = \frac{(3,75-11,25)}{5} + \frac{6 \times 5}{2} = 13,5 \text{ KN} \\ T_{B \max} = \frac{(3,75-11,25)}{5} - \frac{6 \times 5}{2} = -16,5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_{B \max} = \frac{(11,25-1,54)}{3,7} + \frac{4,52 \times 3,7}{2} = 10,98 \text{ KN} \\ T_{C \max} = \frac{(11,25-1,54)}{3,7} - \frac{4,52 \times 3,7}{2} = -5,73 \text{ KN} \end{cases}$$

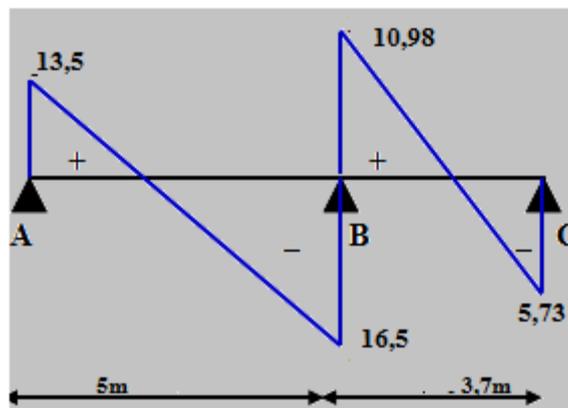


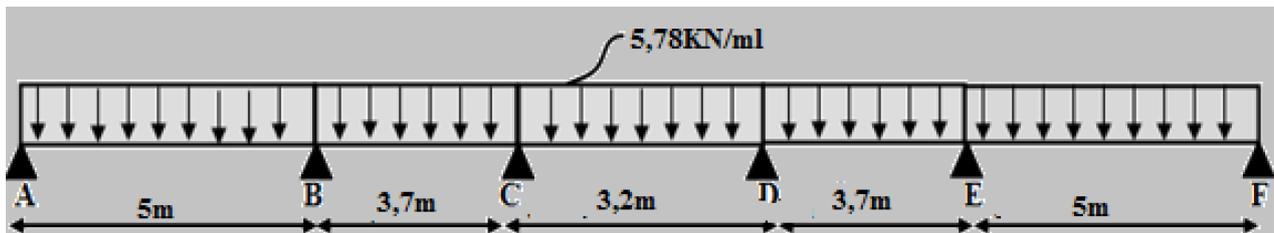
Figure IV.20: Diagramme des efforts tranchants T [kN]

IV-6.3. Calcul de la poutrelle du plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

La méthode des trois moments :

2). Calcul des sollicitations :



Le calcul se fait suivant la formule suivante :

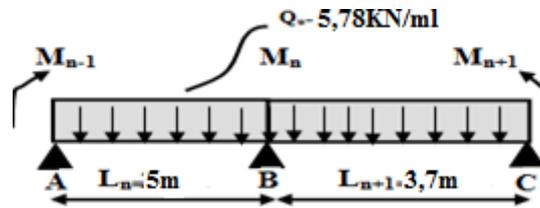
$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

➤ **Partie AB, BC :**

On a :

$$M_A = M_{n-1} ; M_B = M_n \text{ et } M_C = M_{n+1}$$

$$L_n = 5m ; L_{n+1} = 3.7m$$



Travée AB :

Travée BC :

$$\begin{cases} M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,78 \cdot (5)^2}{8} = 18,06 \text{KN} \cdot \text{m} \\ S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 60,2 \text{m}^2 \\ a_n = 2,5\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,78 \cdot (3,7)^2}{8} = 9,89 \text{KN} \cdot \text{m} \\ S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 24,39 \text{m}^2 \\ b_{n+1} = 1,85\text{m} \end{cases}$$

$$M_A = -0,2M_0^{AB} = -3,61 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$5M_A + 17,4M_B + 3,7M_C = -6 \left[\frac{60,2 \times 2,5}{5} + \frac{24,39 \times 1,85}{3,7} \right]$$

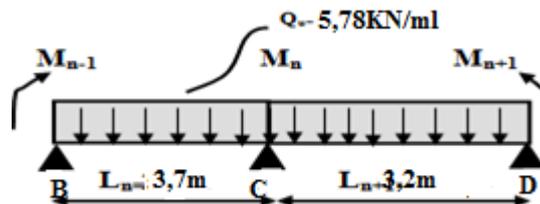
$$\Rightarrow 17,4M_B + 3,7M_C + 253,78 \dots \dots \dots (1)$$

➤ **Partie BC,CD :**

On a :

$$M_B = M_{n-1} ; M_C = M_n \text{ et } M_D = M_{n+1}$$

$$L_n = 3,7m ; L_{n+1} = 3,2m$$



Travée BC :

Travée CD :

$$\begin{cases} M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,78 \cdot (3,7)^2}{8} = 9,89 \text{KN} \cdot \text{m} \\ S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{BC} = 24,39 \text{m}^2 \\ a_n = 1,85\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,78 \cdot (3,2)^2}{8} = 7,39 \text{KN} \cdot \text{m} \\ S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{CD} = 15,76 \text{m}^2 \\ b_{n+1} = 1,6\text{m} \end{cases}$$

$$3,7M_B + 13,8M_C + 3,2M_D = -6 \left[\frac{24,39 \times 1,85}{3,7} + \frac{15,76 \times 1,6}{3,2} \right]$$

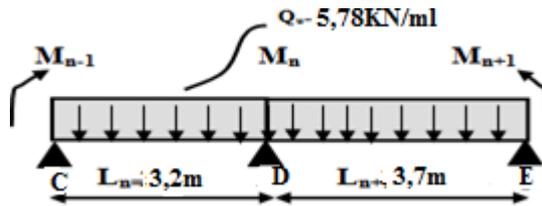
$$\Rightarrow 3,7M_B + 13,8M_C + 3,2M_D + 120,48 \dots \dots \dots (2)$$

➤ **Partie CD,DE :**

On a :

$$M_C = M_{n-1} ; M_D = M_n \text{ et } M_E = M_{n+1}$$

$$L_n = 3,2m ; L_{n+1} = 3,7m$$



Travée CD :

$$\begin{cases} M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,78 \cdot (3,2)^2}{8} = 7,39 \text{ KN.m} \\ S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{CD} = 15,76 \text{ m}^2 \\ a_n = 1,6 \text{ m} \end{cases}$$

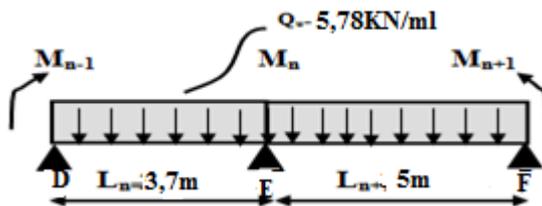
Travée DE :

$$\begin{cases} M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,78 \cdot (3,2)^2}{8} = 9,89 \text{ KN.m} \\ S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{DE} = 24,39 \text{ m}^2 \\ b_{n+1} = 1,85 \text{ m} \end{cases}$$

$$3,2M_C + 13,8M_D + 3,7M_E = -6 \left[\frac{15,76 \times 1,6}{3,2} + \frac{24,39 \times 1,85}{3,7} \right]$$

$$\Rightarrow 3,2M_C + 13,8M_D + 3,7M_E + 120,48 \dots \dots \dots (3)$$

➤ Partie DE,,EF :



On a:

$$M_D = M_{n-1} ; M_E = M_n \text{ et } M_F = M_{n+1}$$

$$L_n = 3,7m ; L_{n+1} = 5m$$

Travée DE :

Travée EF :

$$\begin{cases} M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,78 \cdot (3,7)^2}{8} = 9,89 \text{ KN.m} \\ S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{DE} = 24,39 \text{ m}^2 \\ a_n = 1,85 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^{EF} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,78 \cdot (5)^2}{8} = 18,06 \text{ KN.m} \\ S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{EF} = 60,20 \text{ m}^2 \\ b_{n+1} = 1,5 \text{ m} \end{cases}$$

$$3,2M_D + 13,8M_E + 3,7M_F = -6 \left[\frac{24,39 \times 1,85}{3,7} + \frac{60,20 \times 1,5}{5} \right]$$

$$\Rightarrow 3,7M_D + 17,4M_E + 253,78 \dots \dots \dots (4)$$

2)-Détermination des moments aux appuis et en travées :

2.1-les moments sur appuis :

Il suffit de faire la résolution des quatre équations trouvées précédemment :

$$17,4M_B + 3,7M_C + 253,78 \dots \dots \dots (1)$$

$$3,7M_B + 13,8M_C + 3,2M_D + 120,48 \dots \dots \dots (2)$$

$$3,2M_C + 13,8M_D + 3,7M_E + 120,48 \dots \dots \dots (3)$$

$$3,7M_D + 17,4M_E + 253,78 \dots \dots \dots (4)$$

Et on donne

$$M_A = -3,61 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -13,71 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -4,10 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -4,10 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -13,71 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -3,61 \text{ KN.m}$$

2.2-Les moment en travée

$$Mt_{AB} = M_A + M_B / 2 + M_{0AB} = -3,01 - 13,71 / 2 + 18,06 = 9,4 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{BC} = M_B + M_C / 2 + M_{0BC} = -13,71 - 4,10 / 2 + 9,89 = 0,985 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{CD} = M_C + M_D / 2 + M_{0CD} = -4,10 - 4,10 / 2 + 7,39 = 3,29 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{DE} = M_D + M_E / 2 + M_{0DE} = -4,10 - 13,71 / 2 + 9,89 = 0,985 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{EF} = M_E + M_F / 2 + M_{0AB} = -13,71 - 3,01 / 2 + 18,06 = 9,4 \text{ KN.m}$$

- $Mt_{AB} = 9,4 \text{ KN.m}$
- $Mt_{BC} = 0,985 \text{ KN.m}$
- $Mt_{CD} = 3,29 \text{ KN.m}$
- $Mt_{DE} = 0,985 \text{ KN.m}$
- $Mt_{EF} = 9,4 \text{ KN.m}$

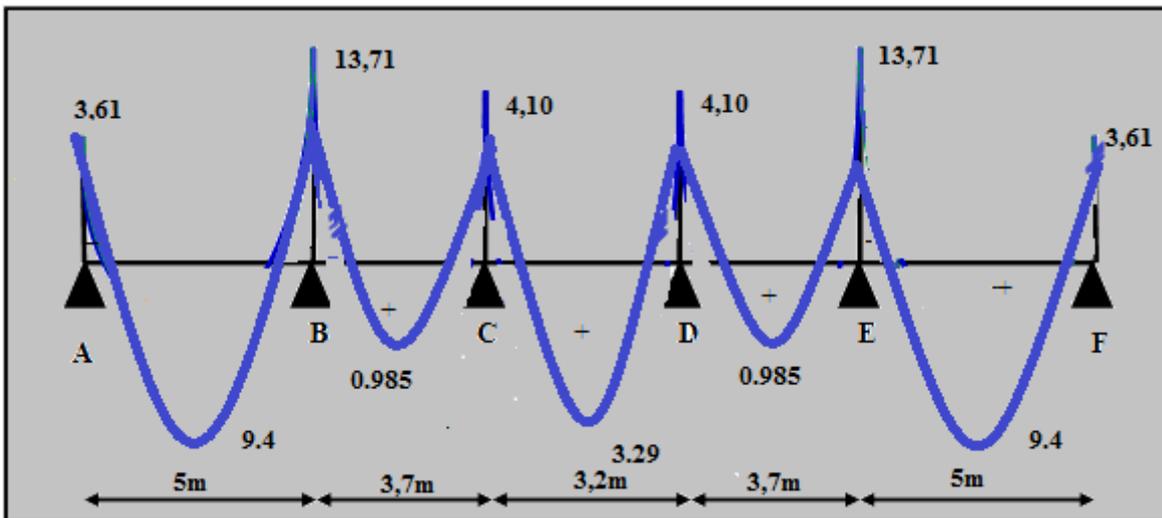


Figure IV.21: Diagramme des moments fléchissants M [KN.m]

2.3 Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = (-3,61+13,71)/5+5,78.5/2 = 16,47 \text{ KN} \\ T_e = (-3,61+13,71)/5-5,78.5/2 = -12,43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = (-13,71+4,10)/3,7+5,78.3,7/2 = 8,09 \text{ KN} \\ T_e = -(-13,71+4,10)/3,7-5,78.3,7/2 = -13,29 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = (-4,10+4,10)/3,2+5,78.3,2/2 = 9,24 \text{ KN} \\ T_e = (-4,10+4,10)/3,2-5,78.3,2/2 = -9,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} T_w = (-4,10+13,71)/3,7+5,78.3,7/2 = 13,29 \text{ KN} \\ T_e = (-4,10+13,71)/3,7-5,78.3,7/2 = -8,09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF : } \begin{cases} T_w = (-13,71+3,61)/5+5,78.5/2 = 12,43 \text{ KN} \\ T_e = (-13,71+3,61)/5-5,78.5/2 = -16,47 \text{ KN} \end{cases}$$

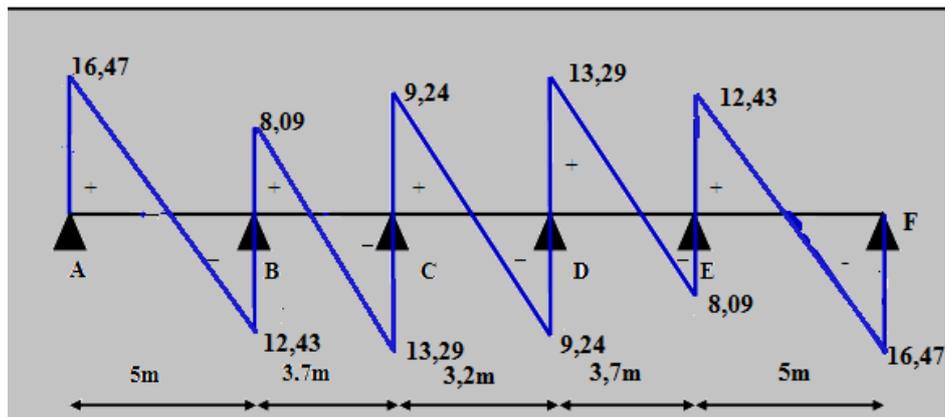


Figure IV.22: Diagramme des efforts tranchants [kN]

Un détail de calcul est fait pour le bloc A, les valeurs de bloc B sont résumer dans le tableau suivant :

Type	travée	E.L.U						E.L.S			
		M ₀	M _t	M _W	M _E	T _W	T _E	M ₀	M _t	M _W	M _E
Etage courant	A min	14.12	1.69	2.82	8.47	10.17	12.43	10.46	1.26	2.09	6.27
	B max	18.75	2.25	3.75	11.25	13.5	16.5	13.5	1.62	2.7	8.1
	BC	10.26	2.43	8.47	2.05	12.83	9.36	7.39	1.67	6.27	1.47
Terrasse	AB	18.06	9.4	3.61	-13.71	-16.4	-12.43	13.15	6.84	-2.63	-9.98
	BC	9.98	0.98	-13.7	-4.10	-8.09	-13.29	7.20	0.72	-9.98	-2.98
	CD	7.39	3.29	-4.1	-4.10	9.24	-9.24	5.38	2.4	-2.98	-2.98
	DE	9.89	0.98	-4.1	-13.71	13.29	-8.09	7.20	0.72	-2.98	-9.98
	EF	18.06	9.4	13.71	-3.61	12.43	16.47	13.15	6.84	-9.98	-2.63

Tableaux IV.3. Résultats du calcul des poutrelles du bloc A

Type de Plancher	E.L.U				E.L.S				
	max M ₀ KN.m	Max M _t KN.m	Max M _a KN.m		Max T KN.m	max M ₀ KN.m	max M _t KN.m	Max M _a KN.m	
			Rive	Inter				Rive	Inter
Terrasse	18.06	9.4	3.61	13,71	16,47	13.15	6.84	2.63	9.98
Etage courant	18.75	2.43	3.75	11.25	16.5	10.46	1.67	6.27	8.1

Tableaux IV.4. Résultats de calcul des poutrelles du bloc A

Bloc	Type	Travée	E.L.U						E.L.S				
			M ₀	M _t	M _w	M _E	T _w	T _E	M ₀	M _t	M _w	M _E	
2	Terrasse	1	AB	15,37	11,52	7,68	7,68	13,68	13,68	11,47	8,60	7,07	7,46
		2	AB	5,62	1,64	3,22	4,74	8,73	7,63	4,10	1,19	2,35	3,46
			BC	8,34	2,99	4,74	5,96	10,3	9,6	6,08	2,17	3,46	4,32
		3	AB	1,90	0,425	0,38	2,57	6,13	3,39	1,39	0,32	4,46	2,48
			BC	5,62	1,68	2,57	5,31	9,18	7,18	4,10	1,22	6,70	5,23
			CD	8,34	3,465	5,31	4,44	9,70	10,2	6,09	2,52	7,07	7,46
		DE	1,36	0,996	4,44	0,27	0,92	7,10	0,99	0,73	0,19	5,66	
		1	AB	5,95	3,52	1,11	4,98	6,73	9,54	4,04	2,52	0,80	3,6
			BC	8,30	5,54	4,98	1,66	10,87	8,95	6	4	3,6	1,2
		2	AB min	1,42	1,64	0,28	0,7	3,38	3,82	1,05	1,23	0,21	0,52
			AB max	1,89	2,16	0,37	1,68	3,93	5,54	1,36	1,59	0,27	0,68
			BC	5,59	3,96	0,7	3,32	7,19	9,09	4,04	2,85	0,52	2,4
			CD	8,30	5,12	3,32	4,15	10,99	8,83	6	3,70	2,4	3
			DE min	1,01	1,17	4,15	0,50	5,71	0,31	0,75	0,76	3	0,37
DE max	1,34	1,88	0,53	0,67	3,89	4,09	0,97	1,33	0,48	0,48			

Tableaux IV.5. Résultats de calcul des poutrelles du bloc B

		E .L.U					E.L.S			
Blocs	Type de plancher	M ₀ ^{max} KN.m	M _t ^{max} KN.m	M _a ^{max} KN.m		T _{max}	M ₀ ^{max} KN.m	M _t ^{max} KN.m	M _a ^{max} KN.m	
				Rive	inter				Rive	Inte r
2	Terrasse	15,37	11,52	7,68	7,68	13,68	11,47	8,60	7,07	7,46
	Etage courant	8,30	5,54	3,32	4,98	10,99	6	4	2,4	3,6

Tableaux IV.6. Résultats de calcul des poutrelles bloc B

IV.7.Ferraillage des poutrelles

IV.7.1.1.plancher étage courante:

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre de l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

- pour le calcul du ferraillage de la poutrelle on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T dont les dimensions sont données comme suite :

- largeur de la poutrelle :
- la largeur de $b_0 = 12\text{cm}$
- la hauteur de la section $h_t = 20\text{cm}$
- la hauteur de la section $h_0 = 4\text{cm}$
- la hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9h = 18\text{cm}$

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{MPa}$
- contrainte du béton utilisés à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

IV.7.1.2.Calcul des armatures longitudinales :

a)-En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,78\text{KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 2,43\text{KN.m} < 25,78\text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_n) = (65 \times 20)\text{cm}^2$ soumise à :

$$M_{t(max)} = 2,43\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{2,43 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

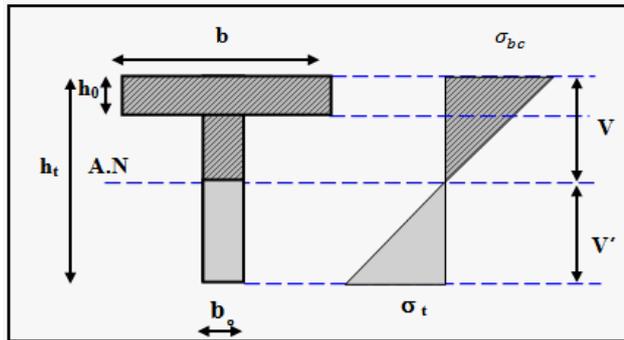
$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,996$; β est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t(max)}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,43 \times 10^3}{0,996 \times 18 \times 348} = 0,39\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V' \times f_e}$$



Avec ;

$$V_2 = \frac{(b \times h_0) \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right) + (b_0 \times (h - h_0)) \times \frac{h - h_0}{2}}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \times \left(20 - \frac{4}{2}\right) + (12 \times (20 - 4)) \times \frac{20 - 4}{2}}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 6,24^3) - ((65 - 12) \times (6,24 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,24)^3}{3}$$

$$= 5065,80 + 10421,1415 = 15486,9418 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,9418 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ m}^2$$

Donc $A_{scal} = 0,389 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée.

On prend : 3T10 ; $A_S = 2,35 \text{ cm}^2$

b)-En appuis intermédiaire :

Comme la table se trouve dans la zone tendue elle n'intervient pas dans le calcul, par conséquent, la section en T est considérée comme une section rectangulaire de dimensions

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{11,25 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,204 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,204 \rightarrow \beta = 0,885 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,25 \times 10^3}{0,885 \times 18 \times 348} = 2,029 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e}$$

$$A_{min} = \frac{15486,94 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 2,029 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On adopte

$$\{1T12 \text{ (filante)} + 1T12 \text{ (chapeau)}\} = 2,26 \text{ cm}^2$$

c)-Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3,75 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,068 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,75 \times 10^3}{0,965 \times 18 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e}$$

$$A_{min} = \frac{15486,94 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{scal} = 0,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée.

On prend : 1T12 ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

IV.7.1.3. Vérification à l'E.L.S :

1)-en travée : $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$, $M_t^{\text{ser}} = 1,67 \text{ KN.m}$; $\eta = 15$; $A' = 0$

a-Position de l'axe neutre : soit « y » la distance entre le centre de gravité et la section homogène(s) et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

b- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,91^3}{3} + ((15 \times 2,36)(18 - 3,91)^2) = 8323,05 \text{ cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \times y = \frac{1,67 \times 10^3}{8323,05} \times 3,91 = 0,78 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

d-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{\text{max}} = 16,5 \text{ KN}$.

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16,5 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,76 \text{ MPa.}$$

Fissuration non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

2)-En appuis intermédiaire : $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$, $M_{a \text{ int}}^{\text{ser}} = 8,1 \text{ KN.m}$; $\eta = 15$; $A' = 0$

a-Position de l'axe neutre : soit « y » la distance entre le centre de gravité et la

section homogène(s) et la fibre la plus comprimée

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 32,5y^2 + 33,9y - 610,20 = 0 \rightarrow y = 3,84\text{cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression L'axe neutre tombe dans la table de compression

b- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + ((15 \times 2,26)(18 - 3,84)^2) = 8023,97\text{cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{8,1 \times 10^3}{8023,97} \times 3,84 = 3,87\text{MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,87\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

3)-en appuis rive : $A_s = 1,13\text{cm}^2$, $M_{a\text{ riv}}^{ser} = 6,27\text{KN.m}$; $\eta = 15$; $A' = 0$

a-Position de l'axe neutre : soit « y » la distance entre le centre de gravité et la section homogène (s) et la fibre la plus comprimée

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 32,5y^2 + 16,95y - 305,10 = 0 \rightarrow y = 2,81\text{cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression L'axe neutre tombe dans la table de compression

b- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 2,81^3}{3} + ((15 \times 2,81)(18 - 2,81)^2) = 4391,71\text{cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{6,27 \times 10^3}{4391,71} \times 2,81 = 4,01\text{MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,01\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

4-Les armatures transversales At:

$$\text{Diamètre} \begin{cases} \varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L \right) \\ \varphi_t \leq \min \frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 10 \\ \varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) \end{cases}$$

On adopte : $\varphi_t = 6 \text{ mm}$

5-Calcule des espacements :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min(16,2 ; 40\text{cm}) \quad S_t \leq 16,20\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

6-La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

$k=1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

D'où:

$$\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

On calcul la distance":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{5}{2} + \frac{3,75 - 11,25}{6 \times 5} = 2,25 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16,5 \times (2,25 - 0,10)}{2,25} = 15,76 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,76 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\frac{At}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) - 0,3K \times f_{tj}^*}{0,9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

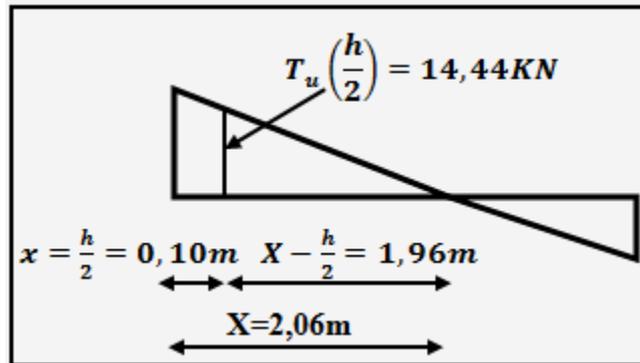


Figure IV.23: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

D'après (*) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{calc}} \geq \frac{(0,72 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 5,87 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

7-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,36; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \times 15 = 0,306 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

-Zone courante:

$$St \leq \min (10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$St \leq 15\text{cm}$$

$$St \leq 10\text{cm} \quad St = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} s_t = 10\text{cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15\text{cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

8-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 16,5 \text{ KN} \quad M_{\text{appui}} = 8,1 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{8,1 \times 10}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 50 \text{ kN}$$

$F_u = 35,44 \text{ kN} > T_u = 14,66 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

9-Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

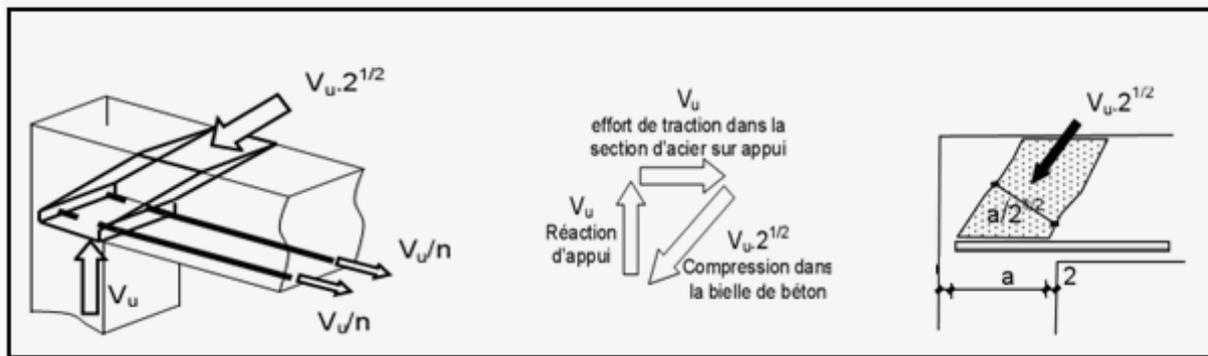


Figure IV.24: Schéma de la bielle d'about

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,5 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,02 \text{ m} = 2,06 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 40 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$$a' = 40 - 2,5 - 2 = 35,5 \text{ cm}$$

$$a = \min(35,5 \text{ cm}; 16,20) = 16,20 \text{ cm} > 1,6 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

10-Entraînement des armatures :**10.1-Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 16,5 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14$ cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,5 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,08 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

11-Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_s}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 35 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

IV.7.1.4.Vérification de la flèche :

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

Avec

h : La hauteur totale de la section droite. d : La hauteur utile de la section droite. b_0 : La largeur de la nervure.

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

$M_{a\text{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{425} = 0,047 > 0,045 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{425} = 0,047 > \frac{1,67}{15 \times 10,46} = 0,010 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_s} \Rightarrow \frac{3,6}{400} = 0,009 < \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,010 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 3^{ème} condition ne pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer :

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i I f_i} ; F_v = \frac{M_v L^2}{10 E_v I f_v}$$

Fi: flèche due aux charges de faible durée d'application.

Fv: flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{Avec: } E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I f_i = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \mu_p)} ; I f_v = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_v \mu_G)}$$

I₀ : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G If_i :

moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

a)-Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[\frac{b_0 (h - h_0) (h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65 \cdot 4) (2 + 20 - 4) + \left[(20 - 4) \cdot \frac{12 (20 - 4)}{2} \right] + 15 \cdot 2,35 \cdot 2,5}{(65 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 2,35}$$

$$Y_G = 12,93 \text{ cm}$$

b)-Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0) (y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,93)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,93 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,93)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 12,93)^2$$

$$I_g = 36579,55, \text{ cm}^4$$

c)-Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,85 \times 0,65 = 1,85 \text{ KN/m}$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 5,16 \times 0,65 = 3,35 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q) : P = (5,16+1,50) \times 0,65 = 4,32 \text{ KN/m}$

d)-Calcul des moments correspondants :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,35 \times 4,60^2}{8} = 7,53 \text{KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,32 \times 4,60^2}{8} = 9,71 \text{KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{1,85 \times 4,60^2}{8} = 4,15 \text{KN.m} \end{cases}$$

e)-Calcul des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A.Z} = \frac{7,53 \times 10^8 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 196,95 \text{Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A.Z} = \frac{9,71 \times 10^8 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 254,49 \text{Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A.Z} = \frac{4,15 \times 10^8 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 108,80 \text{Mpa} \end{cases}$$

f)-Calcul des coefficients:

f; λ_i ; λ_v

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12,18} = 0,0109$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,0109} = 3,77$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 3,77 = 1,50$$

j)-Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\diamond \mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,0109 \cdot 108,08) + 2,1] = 0,460$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,0109 \cdot 196,95) + 2,1] = 0,656$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,0109 \cdot 254,49) + 2,1] = 0,721$$

h)-Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G = 36579,55 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 36579,55}{(1 + 3,77 \cdot 0,460)} = 14716,37 \text{ m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 36579,55}{(1 + 3,77 \cdot 0,656)} = 11585,40 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 36579,55}{(1 + 3,77 \cdot 0,721)} = 10821,85 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 36579,55}{(1 + 1,50 \cdot 0,656)} = 20281 \text{ cm}^4.$$

i)-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{4,15 (4,60)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 32164,2 \cdot 14716,37)} = 0,185 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{7,53 \cdot (4,60)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 32164,2 \cdot 11585,40)} = 0,427 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{9,71 \cdot (4,60)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 32164,2 \cdot 10821,85)} = 0,590 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{7,53 \cdot (4,60)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 10818,86 \cdot 20281)} = 0,726 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig} \quad F_{\text{total}} = 0,726 - 0,185 + 0,590 - 0,427 = 0,704 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = \mathbf{0,704 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 460/500 = 0,92 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{adm}} = \mathbf{0,92 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{total}} = \mathbf{0,70 \text{ cm}} < F_{\text{adm}} = \mathbf{0,92 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Plancher terrasse:**IV.8.1.2. Calcul des armatures longitudinales :****a)-En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il nécessaire est de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse égale m e b à la nervure

On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,78 \text{KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 2,43 \text{KN.m} < 25,78 \text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_n) = (65 \times 20) \text{cm}^2$ soumise à :

$$M_{t(max)} = 11,20 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{9,4 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,037 \rightarrow \beta = 0,984 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t(max)}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,4 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1,52 \text{cm}^2$$

vérification de la condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e}$$

Avec ;

$$V_2 = \frac{(b \times h_0) \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) + (b_0 \times (h - h_0)) \times \frac{h - h_0}{2}}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) + (12 \times (20 - 4)) \times \frac{20 - 4}{2}}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,24 \text{cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 6,24^3) - ((65 - 12) \times (6,24 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,24)^3}{3}$$

$$= 5065,80 + 10421,1415 = 15486,9418 \text{cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,9418 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{m}^2$$

Donc $A_{scal} = 1,52 \text{cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{cm}^2$; Condition vérifiée.

On prend : 3T10 ; $A_s = 2,36 \text{cm}^2$

b)-En appuis intermédiaire :

Comme la table se trouve dans la zone tendue elle n'intervient pas dans le calcul, par conséquent, la section en T est considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{13,71 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,248 < \mu_i = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,248 \rightarrow \beta = 0,885 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,71 \times 10^3}{0,885 \times 18 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e}$$

$$A_{min} = \frac{15486,94 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 2,47 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On adopte

$$\{1T12 \text{ (filante)} + 1T14 \text{ (chapeau)}\} = 2,67 \text{ cm}^2$$

c)-Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension $(12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3,61 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,065 < \mu_i = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,065 \rightarrow \beta = 0,966 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,61 \times 10^3}{0,966 \times 18 \times 348} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e}$$

$$A_{min} = \frac{15486,94 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{scal} = 0,59 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée.

On prend : 1T12 ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

IV.8.1.3. Vérification à l'E.L.S :

1)-en travée : $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$, $M_t^{\text{ser}} = 6,84 \text{ KN.m}$; $\eta = 15$; $A' = 0$

a-Position de l'axe neutre : soit « y » la distance entre le centre de gravité et la section homogène(s) et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 32,5 y^2 + 35,4 y - 637,2 = 0 \rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

b- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{65 \times 3,91^3}{3} + ((15 \times 2,36)(18 - 3,91)^2) = 8323,04 \text{ cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \times y = \frac{6,84 \times 10^3}{8323,04} \times 3,91 = 3,21 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

d-Détermination des contraintes dans l'acier tendue ;

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{6,84 \times 10^3}{8323,04} \times (18 - 3,91) = 173,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 173,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

E-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{\text{max}} = 16,47 \text{ KN}$.

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16,47 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,76 \text{ MPa.}$$

Fissuration non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

2)-En appuis intermédiaire : $A_s = 2,67\text{m}^2$, $M_{a \text{ int}}^{\text{ser}} = 9,98 \text{ KN.m}$; $\eta = 15$; $A' = 0$

a-Position de l'axe neutre : soit « y » la distance entre le centre de gravité et la section homogène(s) et la fibre la plus comprimée

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 32,5y^2 + 40,05y - 720,9 = 0 \rightarrow y = 4,13$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression

b- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 4,13^3}{3} + ((15 \times 2,67)(18 - 4,13)^2) = 9231\text{cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \times y = \frac{9,98 \times 10^3}{9231} \times 4,13 = 4,58\text{MPa}.$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,58\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

3)-en appuis rive : $A_s = 1,13\text{cm}^2$, $M_{a \text{ riv}}^{\text{ser}} = 2,63 \text{ KN.m}$; $\eta = 15$; $A' = 0$

a-Position de l'axe neutre : soit « y » la distance entre le centre de gravité et la section homogène(s) et la fibre la plus comprimée

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 32,5y^2 + 16,95y - 305,10 = 0 \rightarrow y = 2,81\text{cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression L'axe neutre tombe dans la table de compression

b- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 2,81^3}{3} + ((15 \times 1,13)(18 - 2,81)^2) = 4391,71\text{cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \times y = \frac{2,63 \times 10^3}{4391,71} \times 2,81 = 1,68\text{MPa}.$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,68\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Détermination des contraintes dans l'acier tendue ;

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{2,63 \times 10^3}{4391,71} \times (18 - 2,81) = 136,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 136,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

4-Les armatures transversales At:

$$\text{Diamètre} \begin{cases} \varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L \right) \\ \varphi_t \leq \min \frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 10 \\ \varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) \end{cases}$$

On adopte : $\varphi_t = 6 \text{ mm}$

5-Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min(16,2; 40\text{cm}) \quad S_t \leq 16,20\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

6-La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}; \delta_s = 1,15$$

D'où:

$$\tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u (h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u (h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

On calcul la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = 2,3 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{16,47 \times (2,3 - 0,10)}{2,3} = 15,75 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{15,75 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = 0,72 \text{ MPa.}$$

D'après (*) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{(0,72 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 5,87 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

7-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,36; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,306 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 10\text{cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

-Zone courante:

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} s_t = 10\text{cm} \text{ zone nodale} \\ s_t = 15\text{cm} \text{ zone courante} \end{cases}$$

8-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 16,47 \text{ KN} \quad M_{\text{appui}} = 9,98 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9,98 \times 10}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 61,60 \text{ kN}$$

$F_u = 35,44 \text{ kN} > T_u = 16,47 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

9-Compression de la bête d'about :

La contrainte de compression dans la bête est:

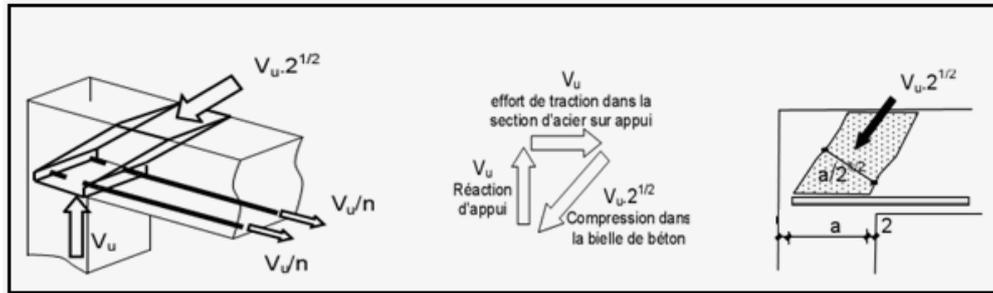


Figure IV.25: Schéma de la bête d'about

La contrainte de compression dans la bête est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bête.

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bête est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,47 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,02 \text{ m} = 2,06 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 40 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$$a' = 40 - 2,5 - 2 = 35,5 \text{ cm}$$

$$a = \min(35,5 \text{ cm}; 16,20) = 16,20 \text{ cm} > 1,6 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

10-Entraînement des armatures :

10.1-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 16,47 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,47 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,079 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,079 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

11-Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_s}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 35 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

IV.8.1.4.Vérification de la flèche :

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

Avec

h : La hauteur totale de la section droite. d : La hauteur utile de la section droite. b_0 : La largeur de la nervure.

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

$M_{a\text{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{425} = 0,047 > 0,045 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0\text{ser}}} \Rightarrow \frac{20}{460} = 0,043 > \frac{6,84}{15 \times 13,5} = 0,033 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_s} \Rightarrow \frac{3,6}{400} = 0,009 < \frac{2,67}{12 \times 18} = 0,012 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 3^{ème} condition ne pas vérifier. on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer :

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v L^2}{10 E_v I_{f_v}}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{Avec: } E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \mu_p)} ; I_{f_v} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_v \mu_G)}$$

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G I_{f_i} :

moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{f_v} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

a)-Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[\frac{b_0 (h - h_0) (h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65,4)(2+20-4) + [(20-4) \cdot \frac{12(20-4)}{2}] + 15,2 \cdot 35 \cdot 2,5}{(65,4) + (20-4) \cdot 12 + 15,2 \cdot 35}$$

$$Y_G = 12,93 \text{ cm}$$

b)-Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_0 - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,93)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,93 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,93)^3}{3} + 15,2 \cdot 36 \cdot (18 - 12,93)^2$$

$$I_g = 36579,55, \text{ cm}^4$$

c)-Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $\mathbf{j} = 2,85 \times 0,65 = \mathbf{1,85 \text{ KN/m}}$.

2-charge après mise de revêtement : $\mathbf{G} = 5,16 \times 0,65 = \mathbf{3,35 \text{ KN/m}}$

3-charge total à l'E.L.S : $\mathbf{P} = (G+Q) = (5,16+1,50) \times 0,65 = \mathbf{4,32 \text{ KN/m}}$

d)-Calcul des moments correspondants :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,35 \times 4,60^2}{8} = 7,53 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,32 \times 4,60^2}{8} = 9,71 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{1,85 \times 4,60^2}{8} = 4,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

e)-Calcul des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A.Z} = \frac{7,53 \times 10^8 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 196,95 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A.Z} = \frac{9,71 \times 10^8 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 254,49 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A.Z} = \frac{4,15 \times 10^8 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 108,80 \text{ Mpa} \end{cases}$$

f)-Calcul des coefficients:f; λ_i ; λ_v

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,67}{12,18} = 0,012$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,012} = 3,42$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 3,42 = 1,36$$

j)-Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,012 \cdot 108,08) + 2,1] = 0,495$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,012 \cdot 196,95) + 2,1] = 0,681$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,012 \cdot 254,49) + 2,1] = 0,743$$

h)-Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G = 36579,55 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 36579,55}{(1 + 3,42 \cdot 0,495)} = 14942,07 \text{ m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 36579,55}{(1 + 3,42 \cdot 0,681)} = 12086,89 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 36579,55}{(1 + 3,42 \cdot 0,743)} = 11363,12 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \cdot 36579,55}{(1 + 1,36 \cdot 0,681)} = 20890,01 \text{ cm}^4.$$

i)-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{4,15(4,60)^2 \cdot 10^7}{(10.32164,2.14942,07)} = 0,182\text{cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{7,53.(4,60)^2 \cdot 10^7}{(10.32164,2.12086,89)} = 0,409\text{cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{9,71.(4,60)^2 \cdot 10^7}{(10.32164,2.11363,12)} = 0,562\text{cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{7,53.(4,60)^2 \cdot 10^7}{(10.10818,86.20890,01)} = 0,705\text{cm.}$$

$$F_{totale} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig} \Rightarrow F_{totale} = 0,705 - 0,182 + 0,562 - 0,409 = 0,676\text{cm}$$

$$F_{total} = \mathbf{0,676\text{cm}}$$

$$F_{adm} = L/500 = 460/500 = 0,92 \text{ cm.}$$

$$F_{adm} = \mathbf{0,92\text{cm}}$$

$$F_{total} = \mathbf{0,676 \text{ cm}} < \mathbf{F_{adm} = 0,92 \text{ cm}} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

IV.9.Férrailage des poutrelles du Plancher terrasse bloc A :

Mt=58,94 KN.m		M _{t max} < M _t l'axe neutre tombe dans la table de compression la section calculée en comme une section rectangulaire de dimension (65×20)cm ²													
		μ	β	As		A _{min}		Le choix de l'acier							
Mt=9,4		0,031	0,984	1,52		0,36		3T10 soit As = 2,36 cm ²							
M _{aint} = 13,71		0,248	0,855	2,55		0,8		1T12+1T12 soit As=2,64cm ²							
M _{arive} = 3,61		0,065	0,966	0,59		0,8		1T12 soit As = 1,13 cm ²							
$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$		Travée		Appuis rive		Appuis inter									
		3,21 < 15		1,68 < 15		4,46 < 15									
T _u	τ_u	$\left(\frac{At}{St}\right)_{\min}$	Φ_t	S _t		$\tau_{user} < \tau$		F _u		a		L _s			
16,4	0,76	0,02cm	6mm	15cm		0,72 < 1,08		61,10		16,20		35,33			
M _G	M _p	M _J	σ_{SG}	σ_{SP}	σ_{SJ}	μ_j	μ_G	μ_p	F _{ij}	F _{ig}	F _{ip}	F _{vg}	F _t	F _{adm}	C.V
7,53	9,71	4,15	196,9	254,4	108,8	0,495	0,68	0,74	0,18	0,40	0,56	0,70	0,67	0,92	C.V

IV.9.Férrailage des poutrelles du Plancher étage courant bloc A :

Mt=58,94KN.m	M _{t max} < M _t l'axe neutre tombe dans la table de compression la section calculée en comme une section rectangulaire de dimension (65×20)cm ²														
Mt=2,43KN.m															
	μ	β	As		Amin		Le choix de l'acier								
Mt=2,43	0,008	0,996	0,39		0,36		3T10 soit As = 2,36 cm ²								
M _{aint} =11,25	0,240	0,885	2,02		0,80		1T12+1T12 soit As=2,26cm ²								
M _{arive} =3,75	0,0068	0,965	0,62		0,80		1T12 soit As = 1,13 cm ²								
$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$		Travée		Appuis rive		Appuis inter									
		0,78 < 15		4,01 < 15		3,87 < 15									
T _u	τ_u	$\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$	Φ_t	S _t		$\tau_{user} < \tau$				F _u		a		Ls	
16,5	0,76	0,02cm	6mm	15cm		0,72 < 3,15				50		16,20		35,33	
M _G	M _p	M _J	σ_{SG}	σ_{SP}	σ_{SJ}	μ_j	μ_G	μ_p	F _{ij}	F _{ig}	F _{ip}	F _{vg}	F _t	F _{adm}	C.V
7,53	9,71	4,15	196,95	254,49	108,8	0,46	0,65	0,71	0,18	0,59	0,72	0,7	0,17	0,92	C.V

IV.9.Férrailage des poutrelles du plancher terrasse bloc B:

Mt=75,52KN.m		Mt max< Mt l'axe neutre tombe dans la table de compression la section calculée en comme une section rectangulaire de dimension (65×21)cm ²													
Mt=11,52KN.m															
		μ	β	As		Amin		Le choix de l'acier							
Mt=11,52		0,035	0,982	1,74		0,38		3T10 soit As = 2,36 cm ²							
Maint=7,68		0,126	0,932	1,25		0,77		1T12+1T12 soit As=2,26cm ²							
Marive=7,68		0,126	0,932	1,25		0,77		1T12+1T12 soit As = 2,26 cm ²							
$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$		Travée		Appuis rive		Appuis inter									
		3,70 < 15		3,12 < 15		3,29 < 15									
Tu		τ_u	$\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$	Φ_t		St		$\tau_{user} < \tau$		Fu		a		Ls	
13,68		0,60	0,02cm	6mm		15cm		0,72 < 3,15		43,85		0,020		35,33	
MG	Mp	MJ	σ_{SG}	σ_{SP}	σ_{SJ}	μ_j	μ_G	μ_p	Fij	Fig	Fip	Fvg	Ft	Fadm	C.V
8,29	9,75	4,16	201,5	242,8	103,6	0,42	0,65	0,7	0,4	0,37	0,46	0,21	0,17	0,92	C.V

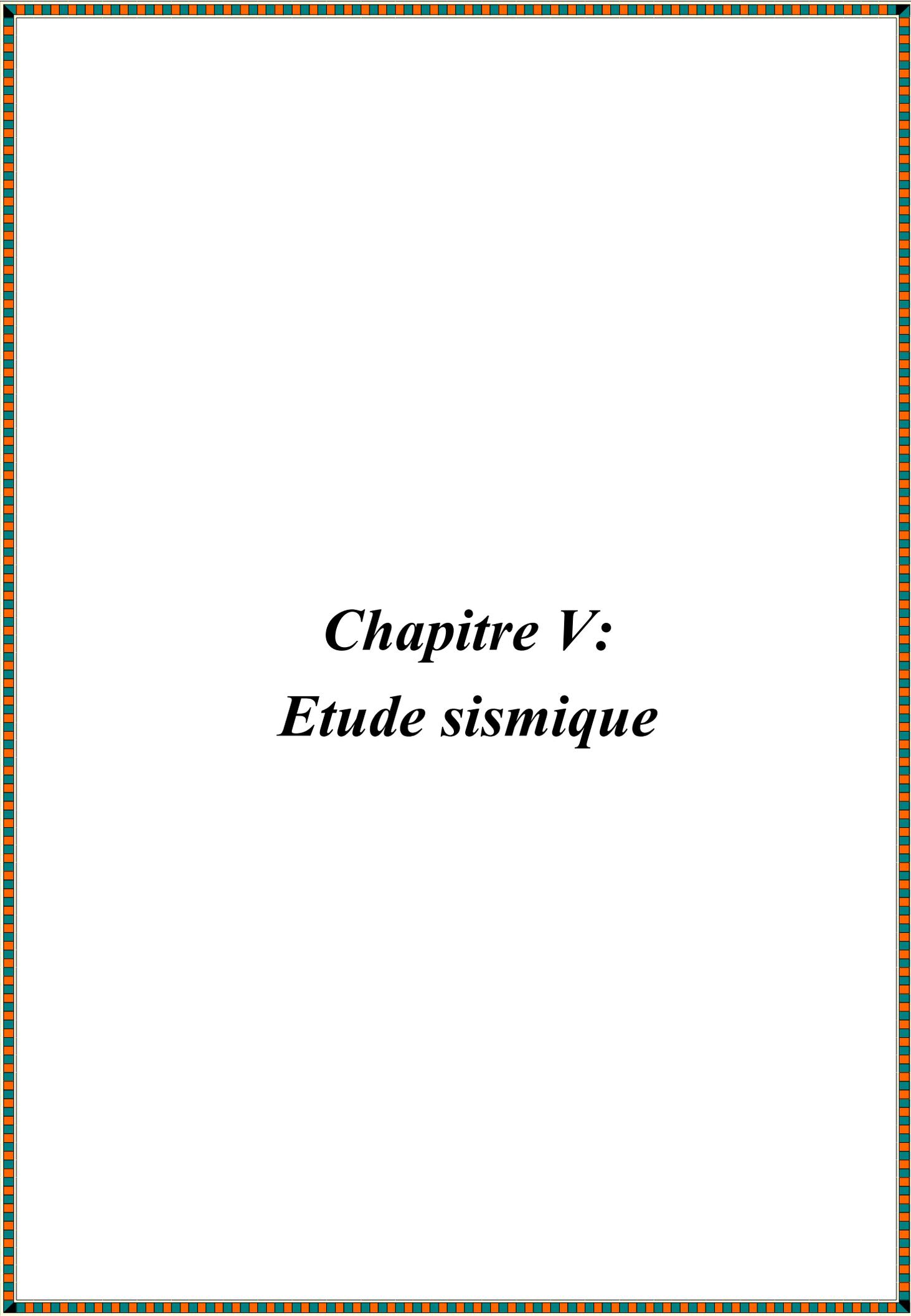
Mt=75,52KN.m		M _{t max} < M _t l'axe neutre tombe dans la table de compression la section calculée en comme une section rectangulaire de dimension (65×21)cm ²													
Mt=5,54KN.m															
		μ	β	As	Amin	Le choix de l'acier									
Mt=5,54		0,016	0,992	0,84	0,38	3T10 soit As = 2,36 cm ²									
M _{aint} =4,98		0,082	0,957	0,79	0,77	1T12+1T12 soit As=2,26cm ²									
M _{arive} =3,32		0,054	0,972	0,51	0,77	1T12 soit As = 1,13 cm ²									
$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$		Travée		Appuis rive		Appuis inter									
		1,73 < 15		0,87 < 15		1,59 < 15									
T _u	τ_u	$\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$		Φ_t		S _t		$\tau_{user} < \tau$		F _u		a		Ls	
10,99	0,48	0,02cm		6mm		15cm		0,60 < 3,15		21,16		0,020		35,33	
M _G	M _p	M _J	σ_{SG}	σ_{SP}	σ_{SJ}	μ_j	μ_G	μ_p	F _{ij}	F _{ig}	F _{ip}	F _{vg}	F _t	F _{adm}	C.V
7,44	9,64	4,16	185,33	240,13	103,6	0,42	0,62	0,69	0,14	0,32	0,45	0,18	0,17	0,92	C.V

1. Bloc A:

Niveaux	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse		
Étage courant		

2. Bloc B:

Niveaux	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse		
Étage courant		



Chapitre V:
Etude sismique

V.1. Généralités sur les séismes

Les tremblements de terre, sont très fréquents: chaque année sur la terre, il se produit en moyenne un million de séismes soit environ deux par minute. Certains sont violents et peuvent avoir des conséquences dramatiques. Beaucoup sont bénins et seulement perçus par des appareils d'enregistrement très perfectionnés. Tous sont des manifestations brutales de l'activité du globe.

Un tremblement de terre est caractérisé par des secousses plus ou moins violentes dont la durée ne dépasse pas quelques secondes ou quelques minutes. Les secousses violentes peuvent avoir pour conséquence non seulement la destruction ; mais aussi la déformation de voie de chemins de fer, l'apparition de fractures de sol...en quelques secondes des paysages peuvent être modifiés.

Lorsque les secousses se produisent sous la mer le long des côtes, elles propagent dans l'eau et provoquent des raz de marée. Les vagues peuvent atteindre une hauteur de plusieurs dizaines de mètres.

Tous les séismes ont pour origine une rupture brutale de roches se produisant dans un endroit situé entre 01 et 700km de profondeur appelé foyer du séisme (donc assez superficiellement par rapport au rayon de la terre). La rupture brutale donne naissance à des vibrations, autrement dit, à des ondes sismiques, celles-ci se propagent sous forme de sphère concentriques comparables aux rides qui naissent à la surface de l'eau de la terre est d'autant plus court que la distance parcourue est plus petite.

On peut mesurer l'intensité d'un séisme en évaluant les dégâts causés aux habitations humaines. L'échelle la plus récente dite M.S.K comporte 12 degrés.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

V.2. Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3. Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

Analyse statique équivalente: Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.1. Méthode d'analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.2. Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS (v9.7.0) » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction; Time History Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Réponse Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux.
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

$$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%.$$

Avec:

$$\alpha_i = \frac{(\sum_{K=1}^n W_K \phi_K)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \phi_K^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_k = 2370,34t$$

Le logiciel Etabs (v16.0.2) peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

- 1) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4. Méthode d'analyse modale spectrale

V.4.1. Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes

V.4.2. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 30 s \end{cases}$$

V.4.3. 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 4.1 des RPA99/Version 2003:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec:

A: Le coefficient d'accélération de zone A est donne par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIb) avec un groupe d'usage 2

Groupe	Zone			
	I	Ia	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.1: Coefficient d'accélération de zone

Donc A = 0,20

$$Q : \text{Facteur de qualité} : Q = 1 + \sum_{i=1}^5 p_q$$

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 suivant:

Critère q	Pq	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.2: Facteur de qualité

Bloc A: $Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.05 + 0.00 + 0.10) = 1.25$

Bloc B: $Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.05 + 0.00 + 0.10) = 1.25$

R: coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (Tableau 4.3) du RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

R = 4

W: Poids total du bâtiment, W est égal à la somme des poids i calculés à chaque niveau

$W = \sum_{i=1}^n W_i$; Avec $w_i = G_i + \beta P_i$

G_i : poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre projet $\beta = 0,2$

- **D:** Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule:

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 7\%$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 7\%$$

V.5. Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N);

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA2003.

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par I et II.

On a un sol meuble, T_1 et T_2 : sont les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Site meuble: $T_1 = 0,15s$ et $T_2 = 0,50s$

a. Bloc A:

a.1. Valeurs de T empirique

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0,05 \times 21,42^{3/4} = 0,49 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 21,49}{\sqrt{20,95}} = 0,42 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 21,49}{\sqrt{8,65}} = 0,65 \text{ sec}$$

a.2. Valeurs de D :

$$D_x = 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,50}{0,42}\right)^{2/3} = 2,47$$

$$D_y = 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,50}{0,65}\right)^{2/3} = 1,84$$

b. Bloc B :**b.1. Valeurs de T empirique**

$$T = C_t h_N^{\frac{2}{3}} = 0,05 \times 21,42^{\frac{2}{3}} = 0,49 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 21,42}{\sqrt{27,30}} = 0,37 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 21,42}{\sqrt{25,01}} = 0,38 \text{ sec}$$

b.2. Valeurs de D:

$$D_x = 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,50}{0,37}\right)^{2/3} = 2,68$$

$$D_y = 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,50}{0,38}\right)^{2/3} = 2,64$$

V.5.1. Poids total de la structure

Bloc A:		Bloc B:	
Niveau	W(t)	Niveau	W(t)
Terrasse	196,93	Terrasse	525,26
6	304,33	6	605,42
5	304,33	5	605,42
4	309,35	4	618,04
3	309,35	3	618,04
2	315,35	2	632,35
1	315,35	1	660,39
RDC	315,35	RDC	762,58
TOTAL	2370,34	TOTAL	5027,5

Tableau V.3: Poids de la structure**V.6. Calcul des forces sismiques E****Bloc A:**

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (X et Y)

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0,20 \times 2,47 \times 1,20}{4} \times 2370,34 = 351,28$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0,20 \times 1,84 \times 1,20}{4} \times 2370,34 = 261,68$$

Bloc B:

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0,20 \times 2,68 \times 1,20}{4} \times 5027,5 = 808,42$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0,20 \times 2,46 \times 1,20}{4} \times 5027,5 = 796,35$$

V.6.1. Verification des forces sismiques $V_d > 80\% V_s$ **Bloc A:**

- Sens longitudinale:

$$V_{dx} = 390,18 \text{ t} > 80\% V_{st} = 281,024 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal:

$$V_{dy} = 353,39 \text{ t} > 80\% V_{st} = 209,34 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Bloc B:

- Sens longitudinale:

$$V_{dx} = 675,43 \text{ t} > 80\% V_{st} = 646,74 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal:

$$V_{dy} = 669,40 \text{ t} > 80\% V_{st} = 637,08 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.6.2. Calcul de la force sismique totale**Bloc A:**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,20 \times 2,43 \times 1,25}{4} \times 2370,34 = 359,99 \text{ t}$$

Bloc B:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,20 \times 2,43 \times 1,25}{4} \times 5027,5 = 763,55 \text{ t}$$

V.6.3. Vérification des facteurs de participation massique**Bloc A:**

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 98,80\% > 90\% ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal:

$$\sum \alpha_y = 99,37 > 90\% ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

Bloc B:

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 95,22\% > 90\% ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal:

$$\sum \alpha_y = 93,71 > 90\% ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6.4. Vérification de la période fondamentale

Bloc A:

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique $T_{\text{dyn}} = 0,72$ sec

$T_{\text{dyn}} = 0,72$ sec $< 1,30.T = 1,3 \times 0,63 = 0,82$ seccondition vérifiée

Bloc B:

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique $T_{\text{dyn}} = 0,72$ sec

$T_{\text{dyn}} = 0,72$ sec $< 1,30.T = 1,3 \times 0,63 = 0,82$ seccondition vérifiée

Bloc A:

Mode	Facteur de participation massique (%)			
	Période	U_x	U_y	U_z
1	0.721	0.004	69.255	0
2	0.626	69.420	0.013	0
3	0.401	0.053	1.582	0
4	0.178	0.078	18.802	0
5	0.149	21.150	0.052	0
6	0.090	0.012	0.511	0
7	0.083	0.037	5.955	0
8	0.068	0.966	0.044	0
9	0.052	0.017	2.127	0
10	0.044	2.026	0.024	0
11	0.041	0.021	0.251	0
12	0.038	0.012	0.753	0

Tableau V.4: Facteur de participation massique

Niveau	Déplacement (m)	
	Sens X	Sens Y
6	0,014260	0,011970
5	0,013620	0,009871
4	0,012210	0,008830
3	0,009430	0,007763
2	0,008080	0,006450
1	0,004380	0,006110
RDC	0,001840	0,002033

Tableau V.5: Facteur de participation massique

Bloc B:

Mode	Facteur de participation massique (%)			
	Période	U _x	U _y	U _z
1	0.802308	5,8587	69,8011	0
2	0.704534	64,2187	7,2332	0
3	0,590388	4,0961	0,5125	0
4	0,21785	0,7339	10,4415	0
5	0,194791	5,1755	0,7903	0
6	0,158084	6,6955	0,1543	0
7	0,143607	2,1102	0,0175	0
8	0,096806	0,0809	4,0371	0
9	0,072919	3,704	0,1492	0
10	0,063481	0,9204	0,1755	0
11	0,060096	0,0054	1,74	0
12	0,057028	0,1133	0,1685	0

Tableau V.6: Facteur de participation massique

Niveau	Déplacement (m)	
	Sens X	Sens Y
6	0.01358901	0.01204912
5	0.01189474	0.01086666
4	0.01009545	0.00953104
3	0.00820790	0.00803530
2	0.00629774	0.00642767
1	0.00442794	0.00452035
RDC	0.00172113	0.00194887

Tableau V.7: Facteur de participation massique**V.7. Déplacements latéraux inter-étage**

Selon le RPA2003 (article 5.10) concernant les déplacements latéraux inter-étage la formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

h_e : hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R\Delta_{sx}^k$$

et

$$\Delta_y^k = R\Delta_{sy}^k$$

$$\Delta_{sx}^k = \delta_{sx}^k - \delta_{sx}^{k-1}$$

et

$$\Delta_{sy}^k = \delta_{sy}^k - \delta_{sy}^{k-1}$$

$\Delta_{e,x}^k$: Correspondant déplacement relatif au niveau par rapport au niveau k-1 dans le sens x
 $\delta_{e,x}^k$: Déplacement horizontale dû aux force sismique au niveau k dans le sens x (idem dans sens y, $\delta_{e,y}^k$).

R : Coefficient de comportement globale du la structure

Bloc A:

Niveau	$\Delta_{e,x}^k$ (m)	$\Delta_{e,y}^k$ (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	Δ (m)	
6	0,000320	0,000003	0,001280	0,000012	3,06	Vérifiée
5	0,000565	0,000111	0,002260	0,000440	3,06	Vérifiée
4	0,000640	0,000100	0,000256	0,001020	3,06	Vérifiée
3	0,000116	0,000158	0,000460	0,000632	3,06	Vérifiée
2	0,000185	0,000290	0,000740	0,001160	3,06	Vérifiée
1	0,000185	0,00029	0,000876	0,001300	3,06	Vérifiée
RDC	0,00018	0,00033	0,00072	0,00132	3,06	Vérifiée

Tableau V.8: Vérification des déplacements latéraux inter-étage**Bloc B:**

Niveau	$\Delta_{e,x}^k$ (m)	$\Delta_{e,y}^k$ (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	Δ (m)	
6	0,00169	0,00118	0,00676	0,004720	3,06	Vérifiée
5	0,00179	0,00133	0,00716	0,005320	3,06	Vérifiée
4	0,00188	0,00149	0,00752	0,005960	3,06	Vérifiée
3	0,00191	0,00160	0,00764	0,006400	3,06	Vérifiée
2	0,00185	0,00190	0,00740	0,007600	3,06	Vérifiée
1	0,00270	0,00257	0,00108	0,001028	3,06	Vérifiée
RDC	0,00170	0,00194	0,00680	0,007760	3,06	Vérifiée

Tableau V.9: Vérification des déplacements latéraux inter-étage

V.8. Calcul du joint sismique

Le Joint: C'est un simple espace laissé dans le cas ou voisinage des deux blocs. La disposition des joints sismiques peut coïncider avec le joint de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement. En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation. Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger. Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...).

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40\text{mm}$$

δ_1 : Déplacement maximal du bloc A au sommet

δ_2 : Déplacement maximal du bloc B au sommet

$$\delta_1 = 0.01426\text{m} \text{ soit } \delta_1 = 14.26\text{mm}$$

$$\delta_2 = 0.013589\text{m} \text{ soit } \delta_2 = 13.589\text{mm}$$

D'où:

$$d = \delta_1 + \delta_2 + 40\text{mm} = 14.26 + 13.589 + 15\text{mm} = 42.849\text{mm} \cong 43\text{mm}$$

On prend un joint sismique: $d = 50\text{mm}$ (soit $d = 5\text{cm}$).



Chapitre VI:
Ferraillage des portiques

VI.1. Introduction

L'étude concerne le confortement d'une structure type du « bâtiment à usage d'habitation, en structure portique auto-stable en béton armé contreventé par des murs voiles, situé à Relizane.

-Le choix de ce type de d'ouvrage pour l'étude se fait car ces derniers forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour les villes algériennes.

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue « les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage ».

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement permettent de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées qui ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS**.

-Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.

-Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **CBA93** et les règles parasismiques algériennes en vigueur (**RPA99 / version 2003**).

VI.2. Combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)]

Poteaux:

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91) ; E.L.U : $1.35G + 1.5Q$ (1)

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} -G + Q \pm E & \dots\dots\dots (2) \\ -0,8G \pm E & \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

- La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée

- La combinaison (G + Q± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis, cette combinaison comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes

- La combinaison $(0.8 G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis, cette dernière tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale. Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques

- la combinaison $G+P+1.2 E$ en a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs.

VI.3. Ferrailage des poutres

Pour le calcul du ferrailage on tient compte des deux cas de situations : accidentelle et durable et on retient la section d'acier la plus défavorable. $A_s = \max (A_{\text{accidentelle}}; A_{\text{durable}})$.

VI.3.1.Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Nous retenons les différentes combinaisons d'actions affectant l'élément structural en fonction des types de sollicitations.

-Selon les **CBA93** : Situation durable

– **ELU**

Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant $M_{sp1} \dots \dots \dots (1)$

-Selon le RPA99/V2003 : Situation accidentelle :

Sollicitation du 2^{ème} genre

$$\begin{cases} SP2 = G + Q \pm E. & \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \dots \dots \dots (2) \\ SP2 = 0,8G \pm E. & \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

Si: $\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15 \Rightarrow$ on détermine les armatures sous S_{p1}

$\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15 \Rightarrow$ On détermine les armatures sous S_{p2}

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité $(\gamma_s ; \gamma_b)$

Pour la situation accidentelle: $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable: $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

VI.3.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale: $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale: $\begin{cases} A_{max 1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max 2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de:

40 ϕ en zone I et IIa

50 ϕ en zone IIb et III

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser:

-25 cm en zone I et IIa

- 20 cm en zone IIb et III

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60)$$

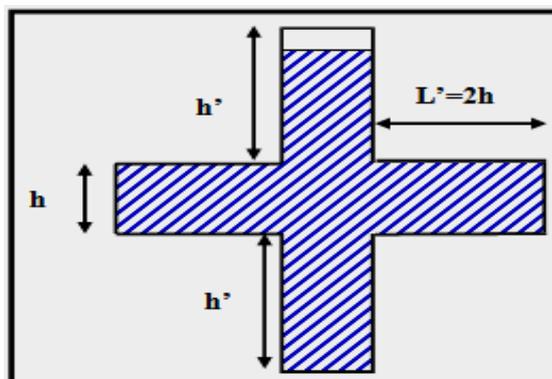


Figure VI.1: Zone nodale

VI.3.3. Exemple de calcul

- Poutres Principale de plancher terrasse (30x45) cm² :

-Armatures longitudinales : Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

On calcule d'abord les sections min et max des aciers exigé par le R.P.A et qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

-A_{min} = 0,8%(b x h)sur toute la section.

-A_{max1} = 4%(b x h)zone courante

-A_{max2} = 6% (b x h) zone de recouvrement

$$\begin{array}{l} \text{-Pour les poutres} \\ \text{principales (30 x45)} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{6,75\text{cm}^2} (\text{sur tout la section}). \\ A_{\max} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{54\text{cm}^2} (\text{zone courante}). \\ A_{\max} = 6\%(bxh) = 6 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{81\text{cm}^2} (\text{zone de recouvrement}). \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \text{-Pour les poutres} \\ \text{secondaires (30 x35)} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25\text{cm}^2} (\text{sur tout la section}). \\ A_{\max} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42\text{cm}^2} (\text{zone courante}). \\ A_{\max} = 6\%(bxh) = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63\text{cm}^2} (\text{zone de recouvrement}). \end{array} \right.$$

E.L.U

$$\begin{array}{cc} \mathbf{G + Q \pm E} & \mathbf{0.8G \pm E} \\ \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_t = 52 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{M_A = 41,4 \text{ KN.m}} \end{array} \right. & \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_t = 82 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{M_A = 38,4 \text{ KN.m}} \end{array} \right. \end{array}$$

1. Ferrailage en travée de rive

$$(M_{Sp1}) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 52 \text{ KN.m}$$

$$(M_{Sp2}) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 82 \text{ KN.m}$$

$$\text{on a : } \begin{cases} M_{sp1} = 52 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 82 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,57 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

-Largeur de la poutre b = 30cm.

- Hauteur de la section $h_t = 35\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 40,5\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{t28} = 25\text{ MPa}$
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48\text{ MPa}$
- $\sigma_s = 400\text{ MPa}$

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{82 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,090 < \mu_1 \rightarrow A'$$

On a : $\beta = 0,953$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{82 \times 10^3}{0,953 \times 40,5 \times 400} = 5,31\text{cm}^2$$

Donc on prend : 3T14+4T14 ce qui nous donne $A = 10,78\text{cm}^2 / \text{ml}$

2. Ferrailage en appui de rive

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{a_{sp1}} = 41,4\text{KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{a_{sp2}} = 38,4\text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 41,4\text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 38,4\text{ KN.M} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,92 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{41,4 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,045 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,977$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,4 \times 10^3}{0,977 \times 40,5 \times 400} = 2,61\text{cm}^2$$

Donc on prend : 3T12+3T12 ce qui nous donne $A = 6,78\text{cm}^2 / \text{ml}$

3. Ferrailage en travée intermédiaire

$$(M_{Sp1}) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 75\text{KN.m}$$

$$(M_{Sp2}) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 91,5\text{KN.m}$$

$$\text{on a : } \begin{cases} M_{sp1} = 75\text{KN.m} \\ M_{sp2} = 91,5\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,22 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 40,5\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$
- Contrainte limite du béton : $f_{ct28} = 2,1\text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17\text{ MPa}$
- $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{91,5 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,977$$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{91,5 \times 10^3}{0,977 \times 40,5 \times 348} = 6,64\text{cm}^2$$

Donc on prend : 3T14 + 3T12 ce qui nous donne $A = 8,01\text{ cm}^2$

4. Ferrailage en appui intermédiaire

$$(M_{Sp1}) \Rightarrow M_{a_{sp1}} = 65\text{KN.m}$$

$$(M_{Sp2}) \Rightarrow M_{a_{sp2}} = 51\text{KN.m}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 65\text{KN.m} \\ M_{sp2} = 51\text{KN.M} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,784 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{65 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,071 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,963$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65 \times 10^3}{0,963 \times 40,5 \times 400} = 4,16 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T12 + 3T12 ce qui nous donne $A = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Poutres secondaire de plancher terrasse (30x35) cm²

1. Ferrailage en travée de rive

(M_{Sp1}) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 50,4KN.m

(M_{Sp2}) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 69,7KN.m

on a : $\begin{cases} M_{sp1} = 50,4 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 69,7 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,38 > 1,15 \Rightarrow$ Donc le calcul se fait sous S_{p2}

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{69,7 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 18,48} = 0,126 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,932$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{69,7 \times 10^3}{0,932 \times 31,5 \times 400} = 5,93 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14 + 3T12 ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2$

2. Ferrailage en appui de rive

(S_{p1}) \Rightarrow M_{a_{sp1}} = 25,4KN.m

(S_{p2}) \Rightarrow M_{a_{sp2}} = 40 KN.m

On a : $\begin{cases} M_{sp1} = 25,4 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 40 \text{ KN.M} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,57 > 1,15 \Rightarrow$ Donc le calcul se fait sous S_{p2}

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{40 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 18,48} = 0,072 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,963$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{40 \times 10^3}{0,963 \times 31,5 \times 400} = 3,29 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T12+3T12 ce qui nous donne $A = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

3. Ferrailage en travée intermédiaire

(MSp₁) \Rightarrow Mt_{sp1} = 60KN.m

(MSp₂) \Rightarrow Mt_{sp2} = 56,9KN.m

$$\text{on a : } \begin{cases} M_{sp1} = 60 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 56,9 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,948 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{60 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,142 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,923$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{60 \times 10^3}{0,923 \times 31,5 \times 348} = 5,93 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14+3T12 ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

4. Ferrailage en appui intermédiaire

(Sp₁) \Rightarrow Ma_{sp1} = 40,4KN.m

(Sp₂) \Rightarrow Ma_{sp2} = 30,8 KN.m

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 40,4 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 30,8 \text{ KN.M} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,762 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{40,4 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 18,48} = 0,073 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,962$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{40,4 \times 10^3}{0,962 \times 31,5 \times 400} = 3,33 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T12+3T12 ce qui nous donne $A = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

3. Vérifications

3.1. Poutre principale terrasse (30 x 45cm²)

a. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,10}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} = 6,78 > A_{min} = 1,46 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

b)-vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{89,2 \times 10}{30 \times 40,5} = 0,73 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2,1 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,1 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c. Calcul des diamètres des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 12,85 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 12 \text{ mm}$$

d. Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_t\right\} = \min\{11,25 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}\} \Rightarrow$

$$S_t = 12 \text{ cm}$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

e. Vérification de la section d'armatures transversale minimale

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,36; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,72 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,0146 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{adoptée}} \geq 0,051 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 0,765 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

f. Compression de la bielle d'about

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ OÙ } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 89,2 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,044 \text{ m} = 4,4 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,3 \text{ MPa}$$

$$a' = b - c = 30 - 2,5 = 27,5 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(27,5 \text{ cm}; 36,45 \text{ cm}) = 27,5 \text{ cm}.$$

$a > 4,4 \text{ cm}$; Condition vérifiée

g. Vérification des contraintes d'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 89,2 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 3$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,75\text{cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{89,2 \times 10^3}{0,9 \times 40,5 \times 3,76 \times 3 \times 10^2} = 2,16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 2,16\text{MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

h. Ancrage des armatures tendues

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_s}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre Principale ($b = 40 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6\text{cm}$

i. Calcul des crochets

Crochets courant d'angle de 90: $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$;

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19 r - L_2}{1,87}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 30,8\text{cm} \\ L_1 = 1,31\text{cm} \end{cases}$$

j. Longueur de recouvrement

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone IIb:

$$\phi = 1,4\text{cm} \rightarrow l = 70\text{cm}$$

$$\phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 60\text{cm}$$

4. Vérification des contraintes à (ELS)

$$M_{ser} = 48,5 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = 6,78\text{m}^2$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2}y^2 - 15.A(d - y) &= 0 \rightarrow 15y^2 + 101,7y - 4118,85 = 0 \\ \rightarrow y &= 13,52\text{cm} \end{aligned}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{30 \times 13,52^3}{3} + 15 \times 6,78(40,5 - 13,52)^2$$

$$I = 98742,76 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{48,5 \times 10^3}{98742,76} \times 13,52 = 6,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

5)-Vérification de la flèche :

$M_{t ser} = 48,5 \text{ KN.m}$; Tirée à partir du logiciel ETABS

$$M_{0 ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(5,48 + 1) \times 5^2}{8} = 20,25 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots 0,090 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots\dots 0,090 < 0,239 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b d} < \frac{4,2}{f_a} \dots\dots\dots 0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

-Les valeurs des moments max en appuis et en travées pour les différentes poutres sont résumées dans les tableaux suivants :

	Type	Niveaux		Moment KN.m	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	Choix de l'acier	
Bloc A	Poutre Principale	terrasse	Rive	M _t	82	5,31	6,75	3T12+3T12 ; A _S =6,78cm ² 3T12+3T12 ; A _S =6,78cm ²
				Ma	41,4	2,61	6,75	3T12+3T12 ; A _S =6,78cm ² 3T12+3T12 ; A _S =6,78cm ²
		Inter	Mt	91,5	6,64	6,75	3T12fil +3T12chap ; A _S = 6,78cm ² 3T12 +3T12; A _S =6,78cm ²	
			Ma	65	4,16	6,75		
		E. courant	Rive	Mt	130,6	8,74	6,75	3T14+3T14; A _S =9,24cm ² 3T12fil +3T12chap ; A _S =6,78cm ²
				Ma	70,4	4,53	6,75	
	Inter	Mt	141,3	11,3	6,75	3T16 fil + 3T16chap ; A _S =12,6cm ² 3T14fil+3T12chap ; A _S = 8,01cm ²		
		Ma	78	5,04	6,75			
	Poutre secondaire	terrasse	Rive	Mt	69,7	5,93	5,25	3T12+3T12 ; A _S =6,78cm ² 3T12+3T12 ; A _S =6,78cm ²
				Ma	40	3,29	5,25	
		Inter	Mt	60	5,93	5,25	3T12+3T12 ; A _S =6,78cm ² 3T12+3T12 ; A _S =6,78cm ²	
			Ma	40,4	3,33	5,25		
		E. courant	Rive	Mt	77,2	6,63	5,25	3T12+3T12 ; A _S =6,78cm ² 3T12+3T12 ; A _S =6,78cm ²
				Ma	75,7	6,48	5,25	
inter	Mt	86,7	8,94	5,25	3T14fil+3T14chap A _S =9,24cm ² 3T14 +3T12A _S =8,01cm ²			
	Ma	66,5	5,63	5,25				
Bloc B	Poutre Principale	terrasse	Rive	M _t	3,79	2,76	6,75	3T12fil +3T12chap ; A _S = 6,78cm ² 3T12 +3T12; A _S =6,78cm ²
				Ma	6,17	3,94	6,75	
		Inter	Mt	8,86	6,75	6,75	3T12fil +3T12chap ; A _S = 6,78cm ² 3T12 +3T12; A _S =6,78cm ²	
			Ma	5,34	3,94	6,75		
		E. courant	Rive	Mt	3,71	2,70	6,75	3T12fil +3T12chap ; A _S = 6,78cm ² 3T12 +3T12; A _S =6,78cm ²
				Ma	6,87	5,40	6,75	
	Inter	Mt	5,82	4,31	6,75	3T14 +3T12A _S =8,01cm ² 3T12 +3T12A _S =8,01m ²		
		Ma	9,81	7,53	6,75			
	Poutre secondaire	terrasse	Rive	Mt	2,53	2,05	5,25	3T12fil +3T12chap ; A _S = 6,78cm ² 3T12 +3T12; A _S =6,78cm ²
				Ma	3,83	3,15	5,25	
		Inter	Mt	3,13	2,55	5,25	3T12fil +3T12chap ; A _S = 6,78cm ² 3T12 +3T12; A _S =6,78cm ²	
			Ma	4,20	3,47	5,25		
		E. courant	Rive	Mt	3,01	2,45	5,25	3T12fil +3T12chap ; A _S = 6,78cm ² 3T12 +3T12; A _S =6,78cm ²
				Ma	4,61	3,82	5,25	
inter	Mt	3,55	2,91	5,25	3T12fil +3T12chap ; A _S = 6,78cm ² 3T12 +3T12; A _S =6,78cm ²			
	Ma	4,43	3,67	5,25				

Tableau VI.1: Récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires

VI.3.4 Dessin de ferrailage du poutre pour les deux blocs :

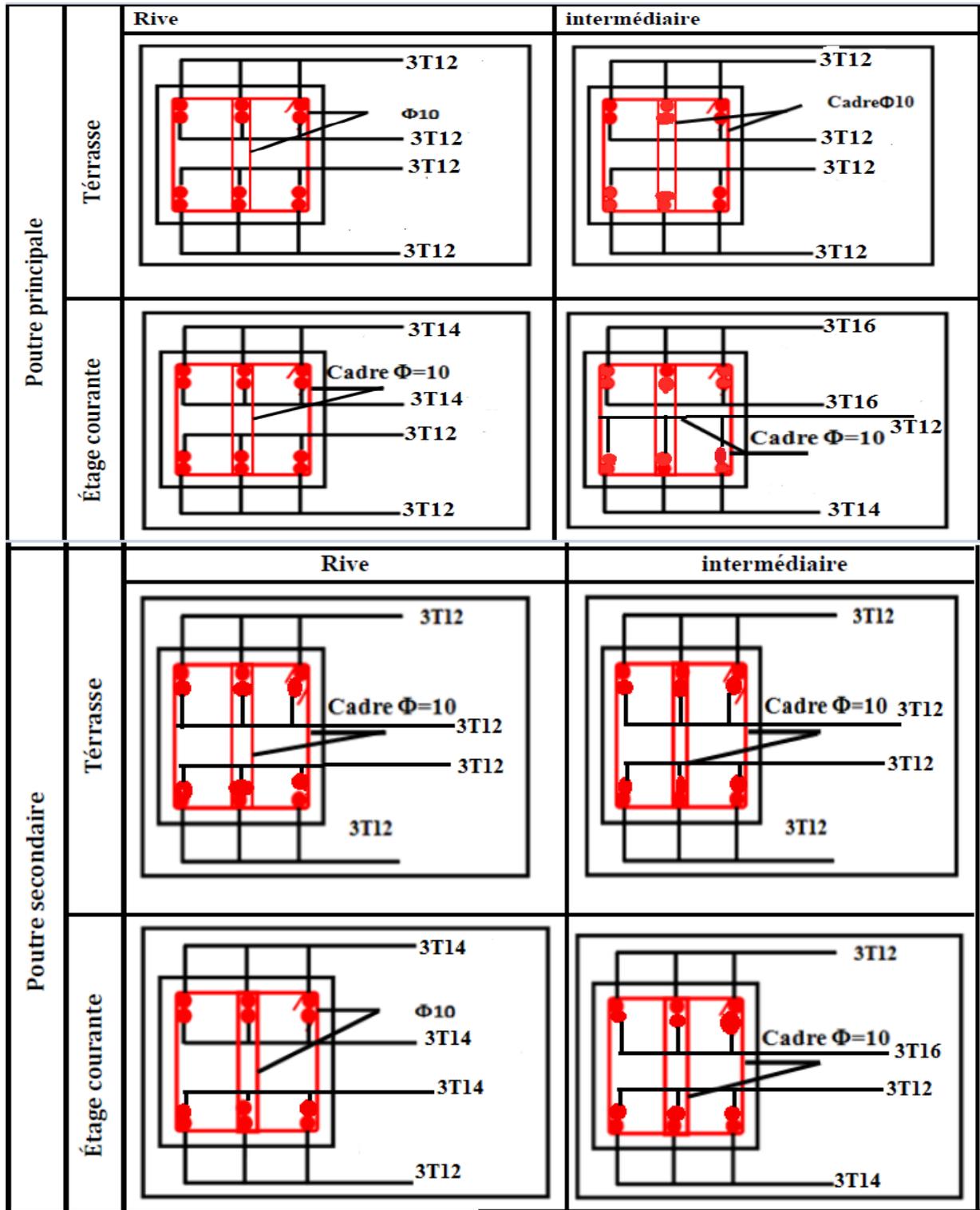


Figure VI.2: Schémas du ferrailage des poutres principales et secondaires du bloc A

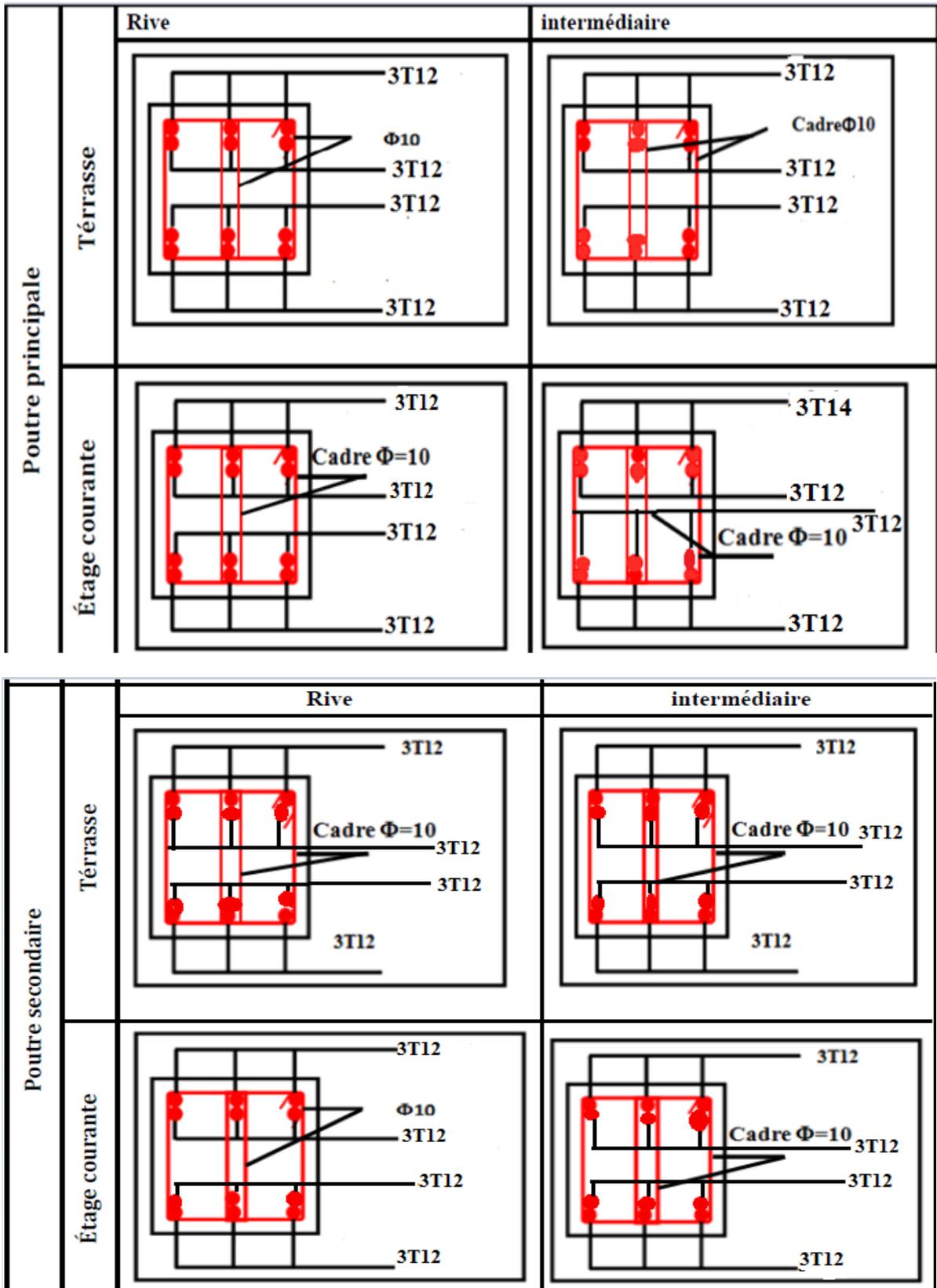


Figure VI.3: Schémas du ferrailage des poutres principales et secondaires du bloc B

VI.4. Ferrailage des poteaux

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre (1): } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow B \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow C \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} (2): 0,8G \pm E \\ (3): G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow B \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow C \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité $\gamma_s ; \gamma_b$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

VI.4.1. Vérification spécifiques sous sollicitations normales (coffrage du poteau)

Avant de calculer le ferrailage des poteaux il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limitée par la condition suivante

VI.4.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (zone II)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante,

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{cases}$

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

-Pour les poteaux de RDC. 1 ^{ère} , 2 ^{ème}	}	$A_{min} = 0,9\% (bxh) = 0,9 \times 45 \times 45 / 100 = 18,23 \text{cm}^2.$
Poteau (45x45)		$A_{max1} = 4\% (bxh) = 4 \times 45 \times 45 / 100 = 81 \text{cm}^2.$
		$A_{max2} = 6\% (bxh) = 6 \times 45 \times 45 / 100 = 96 \text{cm}^2.$
-Pour les poteaux de 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	}	$A_{min} = 0,9\% (bxh) = 0,9 \times 40 \times 40 / 100 = 14,40 \text{cm}^2.$
Poteau (40x40)		$A_{max1} = 4\% (bxh) = 4 \times 40 \times 40 / 100 = 64 \text{cm}^2.$
		$A_{max2} = 6\% (bxh) = 6 \times 40 \times 40 / 100 = 96 \text{cm}^2.$
- Pour les poteaux de, 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	}	$A_{min} = 0,9\% (bxh) = 0,9 \times 35 \times 35 / 100 = 11,03 \text{cm}^2$
Poteau (35x35)		$A_{max1} = 4\% (bxh) = 4 \times 35 \times 35 / 100 = 49 \text{cm}^2.$
		$A_{max2} = 6\% (bxh) = 6 \times 35 \times 35 / 100 = 73,5 \text{cm}^2$

VI.4.3. Ferrailage exigé par B.A.E.L :

-Poteaux (45x45) :

$$A_{min} = \frac{I \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 45 \times 40,5 \times 2,1}{400} = \frac{2,20 \text{cm}^2}{\text{ml}}$$

-Poteaux (40x40) :

$$A_{min} = \frac{I \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 40 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,73 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

-Poteaux (35x35) :

$$A_{min} = \frac{I \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 35 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,33 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

VI.4.4. Effort normal réduit :

Avant de calculer le ferrailage des poteaux il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{l'article 7,4,3,1 du RPA99/2003}$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul exercé sur une section en béton.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton a 28 jours.

$V = 0,259 < 0,3 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Donc on adopte une section de (40x40) cm^2 .

a) Méthode de calcul :

On fait un seul exemple de calcul en détail, pour un seul niveau poteaux (40x40) et les

résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Données

- Enrobage : $c = 2,5 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

-Poteaux (45x45) :

Premier genre(1) ;

Détermination du centre de pression :(1)

$$N_{\max} = 1695,4 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 1 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1}{1694,5} = 5 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1694,5 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 5 \times 10^{-4} \right) = 306,15 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :(2)

$$N_{\min} = 289,7 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 0,43 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,43}{289,7} = 1,4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 289,7 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 1,4 \times 10^{-3} \right) = 52,55 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :(3)

$$N_{\text{corr}} = 1127,6 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\max} = 16 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16}{1127,6} = 1,4 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1127,6 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 1,4 \times 10^{-2} \right) = 218,75 \text{ KN.m}$$

a.1)-Vérification si la section est surabondante :

Formule (1) :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(\frac{(1 - 0,514) N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1695,4 \text{ KN} < 23242,34 \text{ KN} \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u = 306,15 \text{ KN.m} < 686,40 \text{ KN.m} \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

Formule (2) :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(\frac{(1 - 0,514)N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 289,7 \text{ KN} < 18364,32 \text{ K} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

$M_u = 52,55 \text{ KN.m} < 117,32 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

Formule (3) :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(\frac{(1 - 0,514)N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 1127,6 \text{ KN} < 23242,34 \text{ KN} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

$M_u = 218,75 \text{ KN.m} < 456,57 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$)

Deuxième genre(2) ;

Détermination du centre de pression :.....(4)

$N_{\max} = 2013,2 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 3,8 \text{ KN.m} ; d = 0,9h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,8}{2013,2} = 1,8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2013,12 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 1,8 \times 10^{-3} \right) = 365,99 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :.....(5)

$N_{\min} = 1366,5 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 2 \text{ KN.m} ; d = 0,9h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2}{1366,5} = 1,4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1366,5 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 1,4 \times 10^{-3} \right) = 247,88 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :.....(6)

$N_{\text{corr}} = 1064,3 \text{ KN} ; M_{\max} = 30,9 \text{ KN.m} ; d = 0,9h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30,9}{1064,3} = 2,9 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1064,3 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 2,9 \times 10^{-2} \right) = 222,43 \text{ KN.m}$$

a.2)-Vérification si la section est surabondante :

Formule (4) :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(\frac{(1 - 0,514)N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 2013,2\text{KN} < 23242,34\text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u = 365,99\text{KN.m} < 815,09\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

Formule (5) :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(\frac{(1 - 0,514)N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1366,5 \text{ KN} < 23242,34\text{K} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u = 247,88\text{KN.m} < 553,28\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

Formule (6) :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(\frac{(1 - 0,514)N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1064,3\text{KN} < 23242,34\text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u = 222,43\text{KN.m} < 430,95\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$).

a.3)-Calcule du ferrailage :

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{85,47 \times 10^3}{35 \times 31,5^2 \times 14,20} = 0,173 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,904$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{85,47 \times 10^3}{0,904 \times 31,5 \times 348} = 8,62 \text{ cm}^2$$

a.4)-Les vérifications :

1)-Vérification de la Contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type (45 x 45 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{6,5 \times 10^2}{45 \times 40,5} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

2)-Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

On adopte un $\Phi 10$.

3)- Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

4)-Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

$$a : \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,4} = 4,76 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 650}{45 \times 235} = 2,30 \text{ cm}^2$$

5)-Calcul de l'élanement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,5} = 4,28 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75 \text{ (d'après le RPA)}$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{0,15 \times 3,75 \times 65}{40 \times 235} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Soit 4Ø8 ; $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

6)-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow 0,25\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,25\% \times 10 \times 50 = 1,25 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,25\% \times 15 \times 50 = 1,87 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 10/15 \text{ cm} \end{cases}$$

7)-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

8)-Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 95 \text{ cm}$$

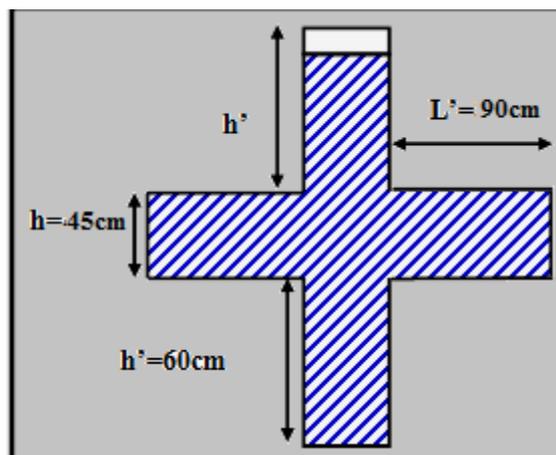


Figure VI.4: Dimension de la zone nodale

Bloc A :

Niveaux	Cas	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
Type 1 (45 x 45cm ²)	A	169,5	0,10	0,00	201,32	0,38	0,00	18,23	4T20+4T16 A=20,61 cm ²
	B	28,97	0,043	0,00	136,65	0,20	0,00		
	C	112,76	1,60	0,00	106,43	3,09	0,00		
Type 2 (40 x 40 cm ²)	A	107,68	0,82	0,00	96,70	0,17	0,00	14,40	8T16 A=16,08cm ²
	B	16,11	0,03	0,00	52,20	0,20	0,00		
	C	75,70	2,5	0,00	71,30	60,4	0,00		
Type 3 (35 x 35 cm ²)	A	35,20	1,32	0,00	76,62	0,95	0,00	11,03	8T14/ A=12,32 cm ²
	B	3,50	0,01	0,00	58,25	0,70	0,00		
	C	24,61	2,73	0,00	24,42	5,33	8,62		

Bloc B :

Niveaux	Cas	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
Type 1 (45 x 45cm ²)	A	48,5	0,24	0,00	132,67	1,87	0,00	18,23	4T20+4T16 A=20,61 cm ²
	B	5,29	2,29	2,32	65,93	0,41	0,00		
	C	4,37	0,08	3,17	65,93	6,68	0,00		
Type 2 (40 x 40 cm ²)	A	4,54	0,36	0,00	77,01	1,18	0,00	14,40	8T16 A=16,08cm ²
	B	8,31	2,15	0,00	0,69	0,43	0,43		
	C	5,32	6,25	5,97	4,64	6,25	5,87		
Type 3 (35 x 35 cm ²)	A	56,53	0,42	0,00	43,46	3,98	0,00	11,03	8T14/ A=12,32 cm ²
	B	1,25	1,42	1,48	2,01	1,43	1,58		
	C	3,85	3,92	4,26	3,63	4	4,31		

Tableaux VI.2: Ferrailage des poteaux pour les deux blocs

Schémas de ferrailage des poteaux : on obtient la même section du ferrailage pour les deux blocs

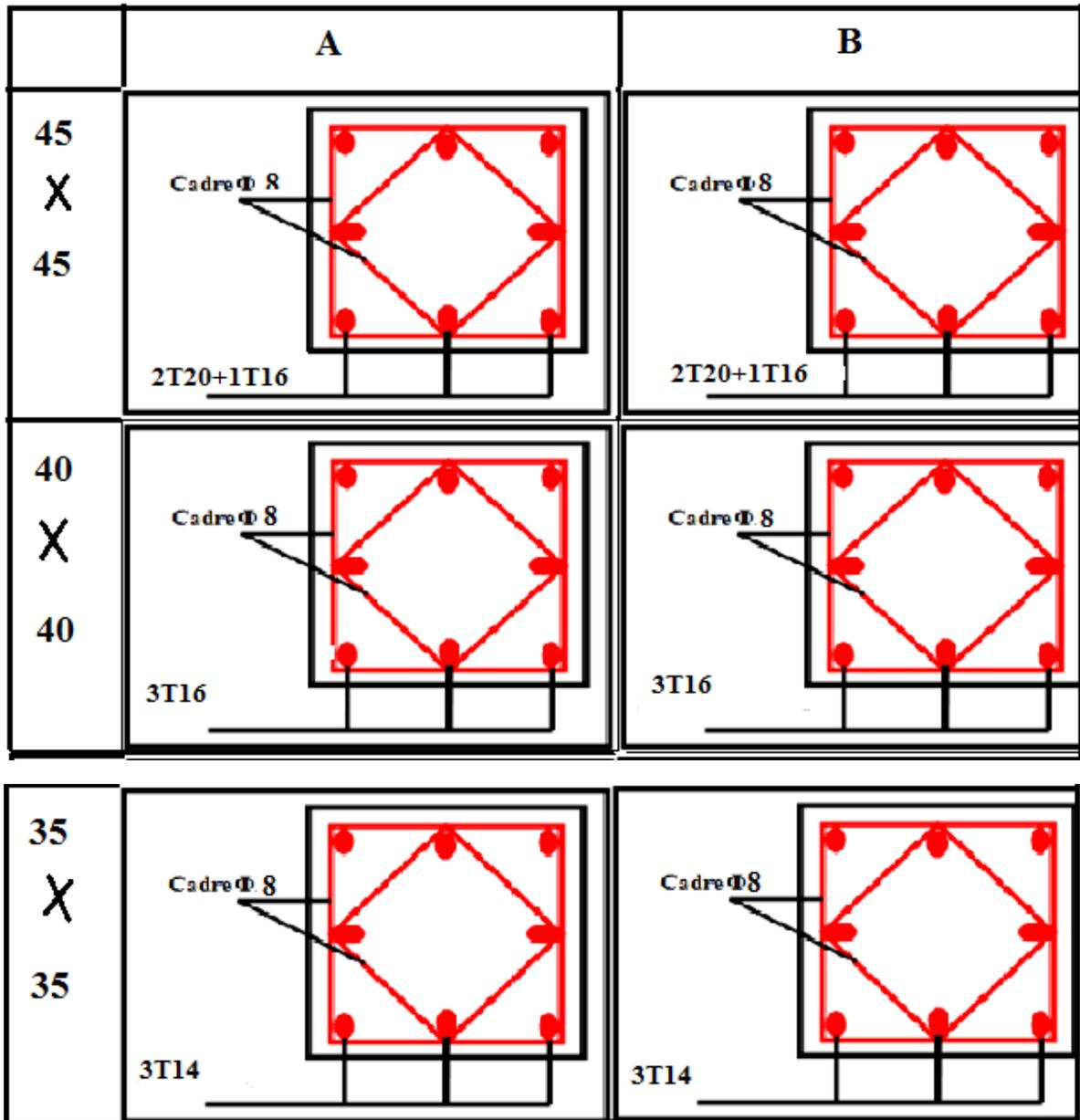


Figure VI.5: Schémas du ferrailage des poteaux

VI.5. Ferrailage des voiles :

VI.5.1. Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

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

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VI.5.2. Système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion);
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher);
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b. Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

c. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes:

- $G + Q \pm E$ Vérification du béton;
- $0.8G \pm E$ Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature:

- Armatures verticales;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs);
- Armatures transversales.

VI.5.3. Méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM):

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{MxV}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué;

M: moment fléchissant appliqué;

A: section du voile;

V: distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée;

I: moment d'inertie.

On distingue trois (03) cas:

Premier cas:

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003: $A_{\min} = 0.15 \times e \times L$

Deuxième cas:

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales:

$A_v = F_t / f_e$; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003:

-Si: $A_v < A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$, on ferraille avec la section minimale;

-Si: $A_v > A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$, on ferraille avec A_v .

Troisième cas:

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit:

- Globalement dans la section du voile 0.15%;
- En zone courante 0.10%.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20mm et de 8mm dans le cas contraire.

d. Armatures de couture :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante:

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.5.4. Ferrailage des voiles**IV.5.4.1. Exemple de calcul :****a. Epaisseur de calcul :**

$$e = h_e / 25 = 408 / 25 = 16.32 \text{ cm}$$

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

$$A = (e \times 3.35) + (0.45)^2 \times 2 = (0.20 \times 3.35) + (0.45)^2 \times 2 = 0.67 + 0.41 = 1.08 \text{ m}^2$$

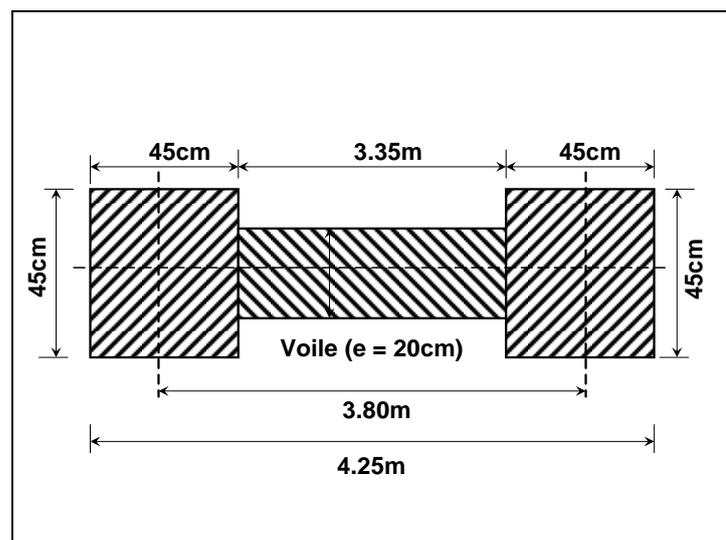


Figure VI.6: Dimensions du voile

$$I = e.L^3 / 12 = 0.2 \times (3.35)^3 / 12 = 0.63 \text{ cm}^4$$

$$V = 0.45 + 3.35 / 2 = 2.13 \text{ m}$$

$$A = 1.08 \text{ m}^2$$

$$I = 0.63 \text{ m}^4$$

$$V = 2.13 \text{ m}$$

$$N = 7.80 \text{ t}$$

$$M = 0.20 \text{ t.m}$$

$$V_u = 0.15 \text{ t}$$

b. Détermination des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MxV}{I} = \frac{7.80 \times 10}{1.08} + \frac{0.20 \times 10 \times 2.13}{0.63} = 72.22 + 6.76 = 78.98 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MxV}{I} = \frac{7.8 \times 10}{1.08} - \frac{0.20 \times 10 \times 2.13}{0.63} = 72.22 - 6.76 = 65.46 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"; alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

c. Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times 1 \text{ m} = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d. Diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte: $\phi = 20 \text{ mm}$

e. Espacement des armatures :

Selon le BAEL 91, on a:

$$S_t \leq \min \{2e, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$S_t \leq \min \{1.5e; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Donc: $S_t \leq \min \{S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ R.P.A 99}}\}$

$S_t \leq 30 \text{ cm}$ On adopte un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

Le choix de la section des armatures verticales est **5 T 12** $\Rightarrow A_s = 5.65\text{cm}^2/\text{ml}$.

f. Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5 T 12**; $A_s = 5.65\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20cm.

g. Calcul des armatures transversales :

D'après le C.B.A.93 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc **4T10 par m²**.

h. Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le BAEL 91:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{0.15 \times 10}{100 \times 0.9 \times 20} = 0.083 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.25 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.083 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Selon le RPA 99/2003:

$$\tau_b = \frac{T}{bxd} = \frac{1.4 \times 0.15 \times 10}{100 \times 0.9 \times 20} = 0.0012 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.0012 \text{MPa} < \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

VI.5.5. Disposition des armatures

IV.5.5.1. Armatures verticales

- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a $St = 20\text{cm} \rightarrow St/2 = 10\text{cm} < 20\text{cm}$Condition vérifiée.

$L = 3.35\text{cm} \Rightarrow L/10 = 33.5\text{cm}$

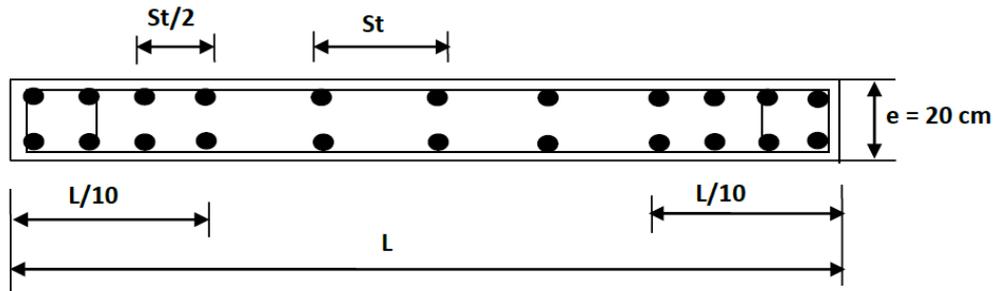


Figure VI.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.5.5.2. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VI.5.5.3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

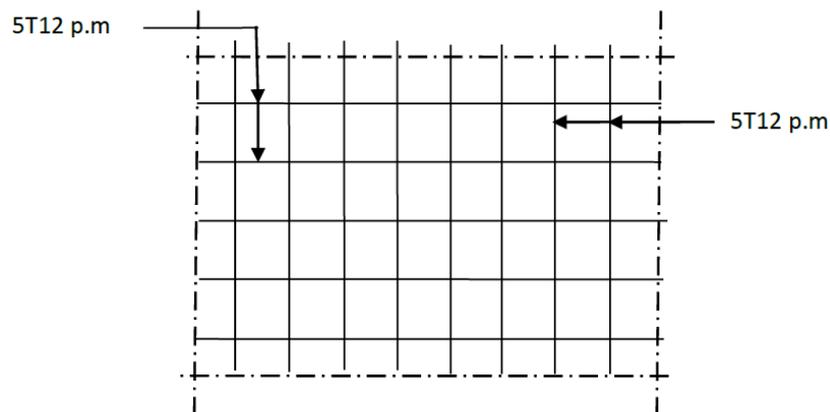


Figure VI.8: Disposition du ferrailage du voile



Chapitre VII:
Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations qui à un objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur), et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux), et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

En cas de séisme, les fondations subissent les mêmes déplacements que le sol.

VII.2-Différentes fonctions des fondations

- a)-Assure l'encastrement de la structure dans le terrain.
- b)-Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- c)-Transmission des efforts de la superstructure au sol.
- d)-Limiter les tassements différentiels à des valeurs acceptables.

VII.3-Différents types des fondations :

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyées sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant en mobilise alors les forces de frottement du sol sur la fondation pour soutenir l'ouvrage

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

a)Semelle isolée :

La semelle isolée est une fondation superficielle, support la charge verticale due à la superstructure et les transmette au sol.

b)-Semelle filante :

La semelle filante est une fondation superficielle, composée de béton uniquement (pour les habitations en générale) ou de béton armé (pour les plus gros bâtiments) la semelle filante est une semelle continue rectiligne portant un mur ou une rangée de paliers, son rôle est de répartir les charges qui lui sont appliquées sur une plus grande surface que ne le ferait le mur qu'elle soutient, afin de ne pas s'enfoncer dans le sol.

-Nous avons procédé au premier lieu à un calcul des semelles filantes, donc il faut vérifier que le rapport ($S_{\text{Semelles}} / S_{\text{Bâtiment}}$) était de $> 50\%$.

c) radier générale :

Un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre

tous les poteaux et voiles supportant toute la construction

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

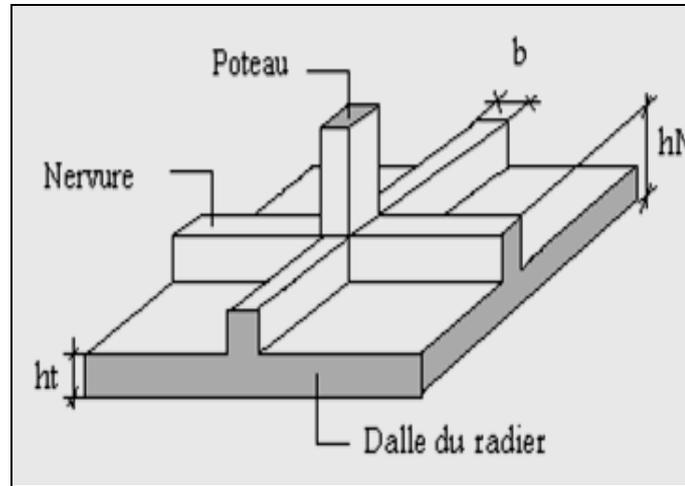


Figure VII.1: Vue d'un radier général

VII.4. Choix de type de fondation :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2.00bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type:

- Semelles filantes;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{\text{sol}}$

Avec:

S : La surface totale de la semelle;

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

Bloc A :

$$\begin{cases} N_u = 3548,12 \text{ t} \Rightarrow S = 177,40 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 2602,45 \text{ t} \Rightarrow S = 130,12 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Bloc B :

$$\begin{cases} N_u = 7583,90 \text{ t} \Rightarrow S = 379,19 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 5545,73 \text{ t} \Rightarrow S = 277,28 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VII.5. Vérification du chevauchement

La surface du bâtiment est de: $S_A = 181,21m^2$; $S_B = 682,77m^2$

Bloc A :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 97\% > 50\%; \text{Condition non vérifiée}$$

Bloc B :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 55\% > 50\%; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution;

VII.5.1. Définition du radier:

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en en résistant aux contraintes de sol.

VII.5.2. Pré dimensionnement du radier:

VII.5.2.1. Calcul du radier:

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VII.5.2.2. Poids supporté par le radier:

Bloc A :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum G_i = 2370,34 t$$

$$Q_i = \sum Q_i = 232,11 t$$

Bloc B :

$$G_T = \sum G_i = 4897,95 t$$

$$Q_i = \sum Q_i = 647,78 t$$

VII.5.2.3. Combinaison d'action:**Bloc A :**

$$\text{E.L.U: } NU = 1,35G_T + 1,5Q_T = 3548,12t.$$

$$\text{E.L.S: } Nser = G_T + Q_T = 2602,45t.$$

Bloc B :

$$\text{E.L.U: } NU = 1,35G_T + 1,5Q_T = 7583,90t.$$

$$\text{E.L.S: } Nser = G_T + Q_T = 5545,73t.$$

VII.5.2.4. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante: $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Bloc A:

$$N = 3548,12t.$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{3548,12}{20} = 177,40m^2.$$

Bloc B :

$$N = 7583,90t.$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{7583,90}{20} = 379,19m^2.$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise **S radier** = 439,02m².

VII.5.3. Calcul de l'épaisseur du radier:

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

Bloc A :**VII. 5.3.1. Condition 1:**

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u: \text{ Effort tranchant ultime: } V_u = Q.L/2$$

$$L: \text{ Longueur maximal d'une bande } 1m; L = 5m$$

$$Qu = \frac{Nu}{S} = 3548,12/439,02 = 8,08t/m^2.$$

$$\text{Par ml: } Qu = 8,08 \times 1 = 8,08/ml.$$

$$Vu = 8,08 \times 5 / 2 = 20,2 t$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{20,20 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,13m$$

VII.5.3.2. Condition 2:

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} ; L = 500cm$$

$$20 \text{ cm} \leq d \leq 25cm$$

$$ht = d + c$$

$$\text{on prend: } ht = 45cm ; d = 40,5cm$$

Bloc B :**Condition 1:**

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}$$

V_u : Effort tranchant ultime: $V_u = Q.L/2$

L: Longueur maximal d'une bande 1m; $L = 4,80m$

$$Qu = \frac{Nu}{S} = 7583,90/439,02 = 17,27t/m^2.$$

Par ml: $Qu = 17,27 \times 1 = 17,27/ml$.

$$Vu = 17,27 \times 4,80 / 2 = 41,44 t$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{41,44 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,27m$$

Condition 2:

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} ; L = 4,80m$$

$$19,2 \text{ cm} \leq d \leq 24 \text{ cm}$$

$$ht = d + c$$

on prend: $ht = 45 \text{ cm}$; $d = 40,5 \text{ cm}$

VII.5.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage:

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante:

Bloc A :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 55,55 \text{ cm} \leq h \leq 83,33 \text{ cm}$$

On prend: **d=72cm; h = 80 cm; b = 45cm.**

Bloc B :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 53,33 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend: **d=72cm; h = 80 cm; b = 45cm.**

VII.5.4.1. Vérification des contraintes:

En tenant en compte toutefois le poids propre du radier et de la poutre :

Bloc A :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,45 \times 439,02 + 0,80 \times 0,45 \times 62,85] = 550,46 t$$

$$E.L.S : N_{\text{ser}} = 2602,45 + 550,46 = 3152,91t.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3152,9}{439,02} = 7,18t/m^2 < 20 t/m^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Bloc B :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i \right]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 \left[0,45 \times 439,02 + 0,80 \times 0,45 \times 81,9 \right] = 567,60 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 5545,73 + 567,60 = 6113,33 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{6113,33}{439,02} = 13,92 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.5.4.2. Longueur élastique:

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec:

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,8)^3 / 12 = 0,019 \text{ m}^4$.

E: Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b: Largeur de la poutre $b = 0,45 \text{ m}$.

K: Coefficient de la raideur de sol $K = 500 \text{ t/m}^3$

Bloc A:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,019}{500 \times 0,45}} = 5,74 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 5 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 5,74 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Bloc B :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,019}{500 \times 0,45}} = 5,74 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,80 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 5,74 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

VII.5.4.3. Evaluation des charges pour le calcul du radier:**Bloc A :**

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{3152,91}{439,02} = 7,18 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 1,125 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 6,055 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de:

$$Q = 6,055 \text{ t/m}^2$$

Bloc B :

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{6113,33}{439,02} = 13,92 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 1,125 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 12,79t/m^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de:

$$Q = 12,79t/m^2$$

VII.6. Ferrailage du radier:

Bloc A :

VII.6.1. Ferrailage des dalles:

Soit une dalle reposant sur quatre (04) côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas:

Cas 01:

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

a. Les moments sont donnés par

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

b. Moment en travée

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

c. Moment sur appuis

$$M_a = 0,2M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

Cas 02:

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

a. Exemple de calcul

$$\alpha = L_x/L_y = 4,15/4,55 = 0,912 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 1,09 \Rightarrow \mu_x = 0,0447 ; \mu_y = 0,8036.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0447 \times 6,055 \times (4,15)^2 = 4,66t.m$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{oy} = 0,8036 \times 4,66 = 3,74t.m$$

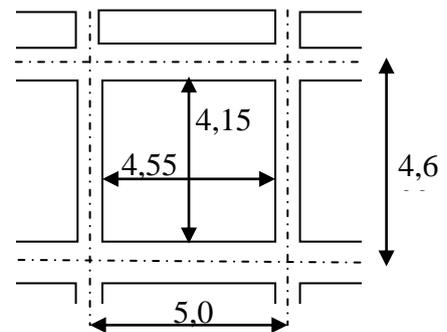


Figure VII.2: Schéma du panneau le plus défavorable

b. En travée**Sens x:**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 4,66 = 3,96 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3,96 \times 10^4}{100(40,5)^2 \times 14,17} = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,017 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,96 \times 10^4}{0,991 \times 40,5 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte: **5T10/ml, A = 3,93cm²/ml****Sens y:**

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 3,74 = 3,18 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3,18 \times 10^4}{100(40,5)^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,18 \times 10^4}{0,993 \times 40,5 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte: **5T10/ml, A = 3,93cm²/ml, S_t = 20 cm****c. En appuis****Sens x:**

$$M_{tx} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 4,66 = 2,33 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2,33 \times 10^4}{100(40,5)^2 \times 14,17} = 0,0010 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0010 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,33 \times 10^4}{0,995 \times 40,5 \times 348} = 1,66 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On ad

opte: **5T10/ml, A = 3,93cm²/ml, S_t = 20 cm**

Sens y:

$$M_{ty} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 3,47 = 1,87 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1,87 \times 10^4}{100(40,5)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,87 \times 10^4}{0,996 \times 40,5 \times 348} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte: **5T10 / ml, A = 3,93cm²/ml, St = 20 cm**

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VII.6.2. Ferrailage des poutres de libage:

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

VII.6.2.1. Sens longitudinal (sens y)

$$L_{\max} = 4,55 \text{ m}$$

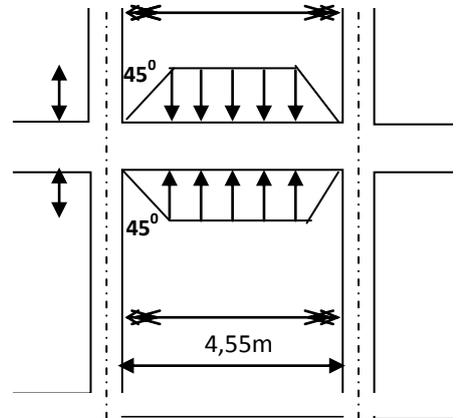
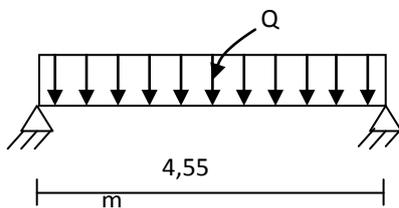


Figure.VII.3: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture

VII.6.2.2. Calcul de Q :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

Avec: $Lx_1 = 4,15 \text{ m}$, $Ly_1 = 4,55 \text{ m}$, $Lx_2 = 3,2 \text{ m}$, $Q = 6,055 \text{ t/m}^2$

$$Q' = \frac{6,055}{2} \left[\left(1 - \frac{4,15^2}{3 \times 4,55^2} \right) 4,15 + \left(1 - \frac{3,20^2}{3 \times 4,55^2} \right) 3,20 \right] = 17,17 \text{ t/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{17,17 \times 4,55^2}{8} = 44,43 \text{ t.m}$$

VII.6.2.3. Calcul du ferrailage

a. En travée

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 44,43 = 37,76 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{37,76 \times 10^4}{45(72)^2 \times 14,17} = 0,114 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,113 \quad \beta = 0,939$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{37,76 \times 10^4}{0,939 \times 72 \times 348} = 16,05 \text{ cm}^2$$

On adapte : $\begin{cases} 1^{ere} \text{ lit } 6T20 \\ 2^{eme} \text{ lit } 6T20 \end{cases} ; A = 18,85 \text{ cm}^2$

b. En appuis

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$0,5M_0 = 22,22$	$0,2M_0 = 8,88$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,067 \rightarrow 0,965$	$0,026 \rightarrow 0,987$
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$9,19$	$3,59$
$A_s \text{ adopte (cm}^2\text{)}$	$4T14 \text{ (fil)} + 4T14 \text{ (chap)}$	$2T12 \text{ (fil)} + 2T12 \text{ (chap)}$

VII.6.2.4. Sens transversal (sens x)

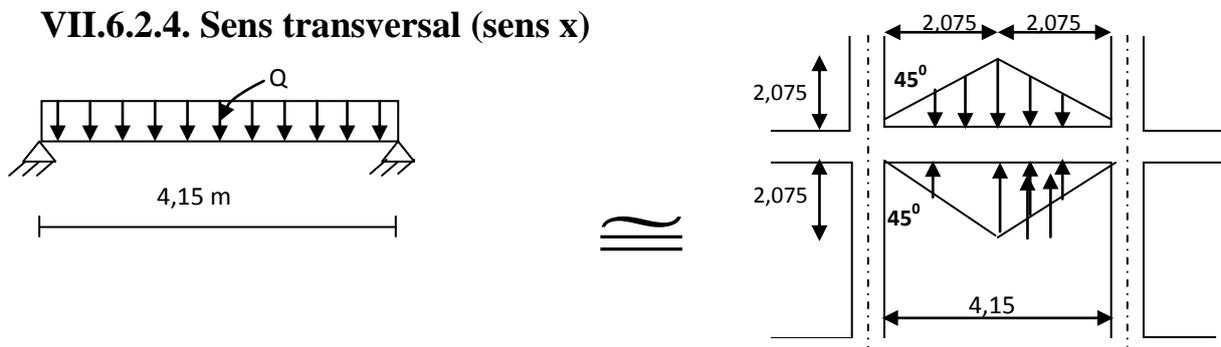


Figure.VII.4: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture

VII.6.2.5. Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que: $Q = 6,055 \text{ t/m}^2$

$Lx_1 = 4,15 \text{ m}$

$$Q' = 2/3 \times 6,055 \times 4,15 = 16,75 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{16,75 \cdot 4,15^2}{8} = 36,06 \text{ t.m}$$

VII.6.2.6. Calcul du ferrailage :**a. En travée**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 36,06 = 30,65 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{30,65 \times 10^4}{45(72)^2 \times 14,17} = 0,092 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,092 \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{30,65 \times 10^4}{0,952 \times 72 \times 348} = 12,85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adapte : $\begin{cases} 1^{\text{ère}} \text{ lit } 8T16 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit } 8T16 \end{cases} ; A = 16,08 \text{ cm}^2$

.b. En appuis

	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	$0,5M_o = 18,03$	$0,2M_o = 7,21$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,054 \rightarrow 0,972$	$0,021 \rightarrow 0,989$
A_s (cm²)	7,40	2,90
A_s adopte (cm²)	4T12 (fil) + 4T12 (chap)	2T12 (fil) + 2T12 (chap)

Bloc B :**1. Ferrailage des dalles:****b. En travée**

Sens x:

On adopte: 4T16/ml, $A = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y:

On adopte: 4T16/ml, $A = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

c. En appuis

Sens x:

On adopte: 4T16/ml, $A = 8,04\text{cm}^2/\text{ml}$, $St = 20\text{ cm}$

Sensy:

On adopte: 4T16 / ml, $A = 8,04\text{cm}^2/\text{ml}$, $St = 20\text{ cm}$ **2.Ferrailage des poutres de libages:****1. Sens longitudinal (sens y)****a. En travée**On adapte : $\begin{cases} 1^{ere} \text{ lit } 12T20 \\ 2^{ème} \text{ lit } 12T20 \end{cases} ; A = 37,70\text{cm}^2$ **b. En appuis**

	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	$0,5M_0 = 42,19$	$0,2M_0 = 16,87$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,127 \rightarrow 0,931$	$0,051 \rightarrow 0,929$
A_s (cm ²)	18,08	7,24
A_s adopte (cm ²)	6T16 (fil) + 6T16 (chap)	2T16 (fil) + 2T16 (chap)

4. Sens transversal (sens x)**a. En travée**On adapte : $\begin{cases} 1^{ere} \text{ lit } 12T20 \\ 2^{ème} \text{ lit } 12T20 \end{cases} ; A = 37,70\text{cm}^2$ **b.En appuis**

	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	$0,5M_0 = 43,86$	$0,2M_0 = 17,54$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,132 \rightarrow 0,929$	$0,053 \rightarrow 0,972$
A_s (cm ²)	18,84	7,20
A_s adopte (cm ²)	6T16 (fil) + 6T16 (chap)	2T16 (fil) + 2T16 (chap)

VII.7. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :

$$h_a \geq 2(80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm.}$$

Dans notre cas $h_a=80$ cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de

longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,45) \text{ m}^2$,

$$\text{on a : } A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sp} = 3 \times 2 (0,45 + 0,8) = 7,5 \text{ cm}^2$$

On adopte: 2T16+2T20; $A = 10,30 \text{ cm}^2$.

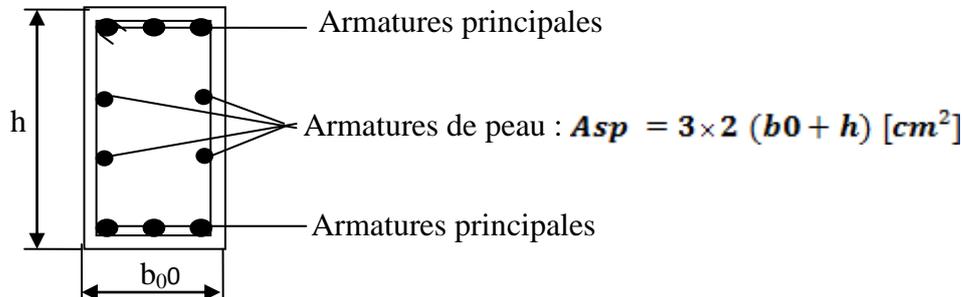


Figure VII.5: Schéma des armatures de peau

VII.7.1. Vérifications complémentaires

VII.7.1.1. Contrainte de cisaillement

Bloc A:

$$T_{\max} = 39,83 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{20,2}{0,45 \cdot 0,72 \cdot 100} = 0,62 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Bloc B :

$$T_{\max} = 41,44 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{41,44}{0,45 \cdot 0,72 \cdot 100} = 1,27 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.7.1.2. Armatures transversales

a. Diamètre des barres

Bloc A :

$$\text{Diamètre: } \varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85; 10; 45) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = \min(20; 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 12 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures: **HA, Fe400, soit 4T10, A=3,14cm².**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,62; 0,4 \text{ MPa}) = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{45 \cdot 15} = 1,86 > 0,62 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Bloc B :

$$\text{Diamètre: } \varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85; 10; 45) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

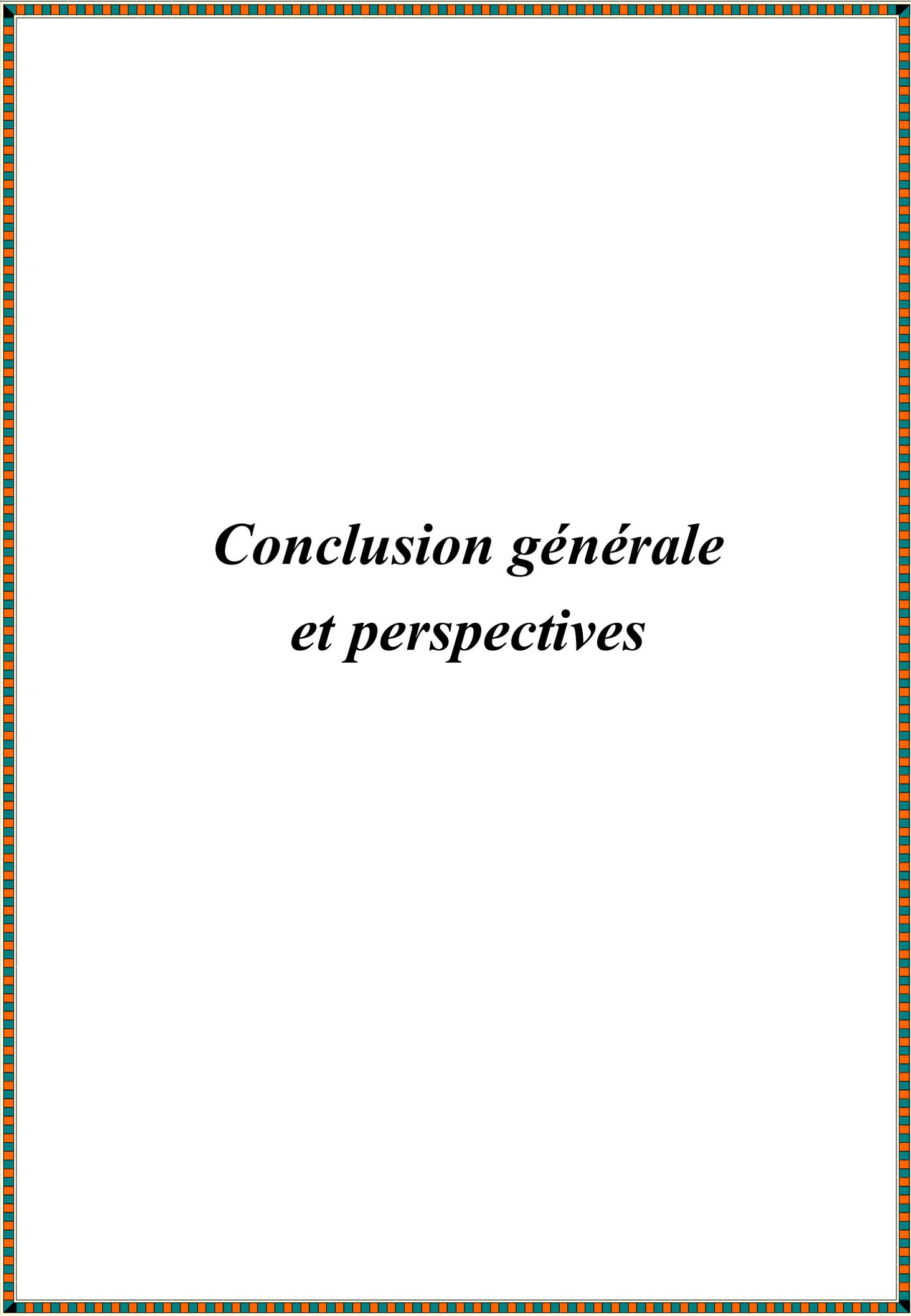
$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(20; 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures: **HA, Fe400, soit 4T10, A=3,14cm².**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,63; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{45 \cdot 15} = 1,86 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$



*Conclusion générale
et perspectives*

Conclusion générale et perspectives

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier de technicien d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais encore :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé on passants par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel ETABS et la stabilisation de notre structure ...etc.

Nous souhaitons que le modeste travail représente pour nous une bonne base dans le domaine du bâtiment et que cela nous permette d'élaborer dans notre future vie professionnelle avec moins de difficultés.

Perspectives

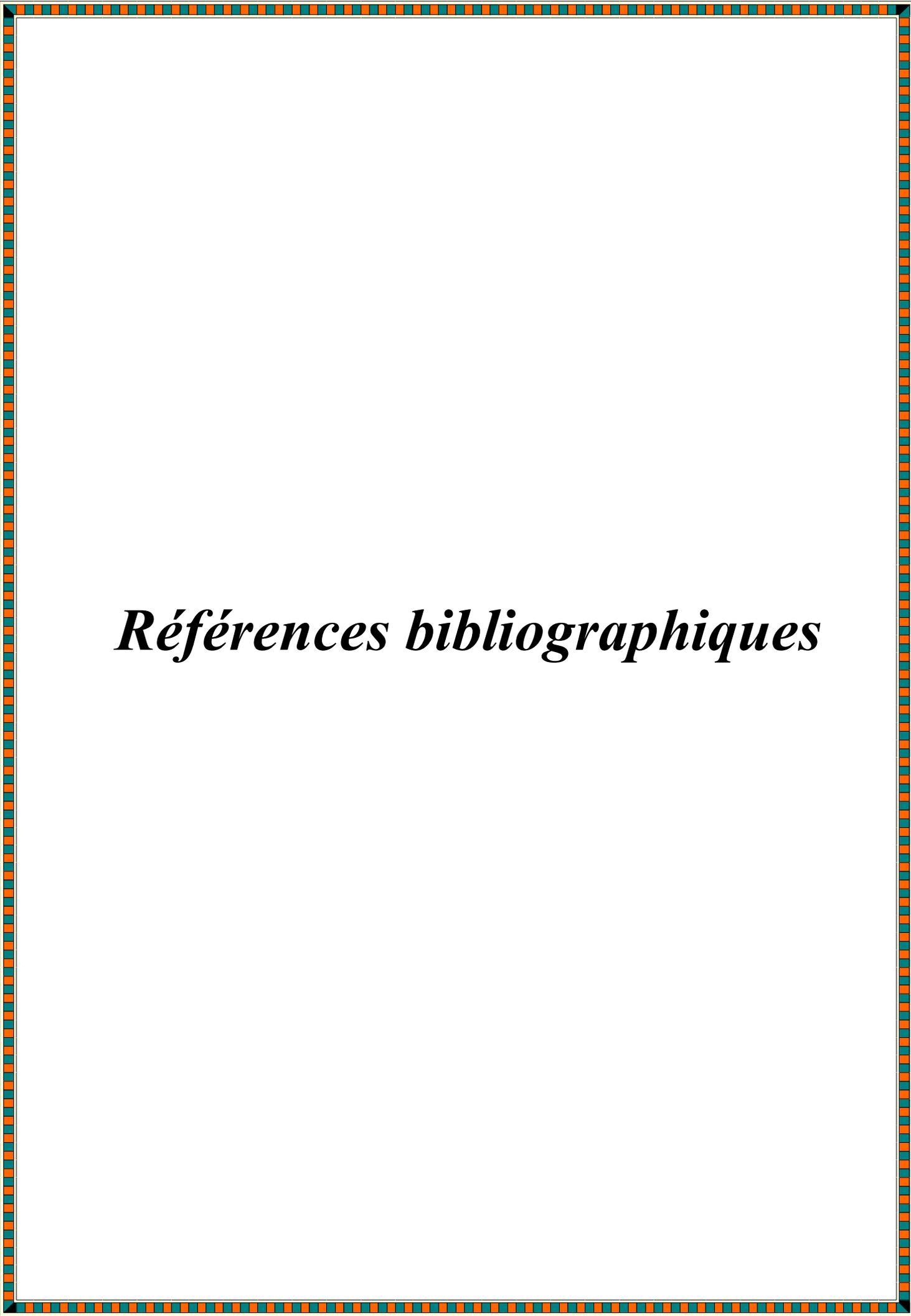
Pour ce qui est des perspectives de cette étude qu'il pourrait être intéressant d'introduire un autre paramètre tel que l'effet de température pour compléter et étendre ce travail, on peut mentionner les points suivants:

- Etant donné l'importance des effets de température sur le comportement et la résistance de la structure, il sera sans doute important de mettre entre les murs extérieurs des matériaux isolants tels que du polystyrène ou des déchets de cartons compressés afin de diminuer l'effet de la température en période d'été et l'augmentation de cette température en période hivernale et par conséquent une diminution de la consommation de l'énergie électrique.
- L'utilisation du corps ceux en polystyrène permettra aussi une diminution de la charge permanente au niveau des planchers, de plus ces matériaux constituent donc un bon isolant thermique et phonique.

Conclusion générale et perspectives

- Il paraît important d'utiliser des matériaux légers pour les revêtements, de plus l'utilisation des matériaux écologiques pour les murs façades tels que le verre et le bois et d'autres matériaux composites.

En fin, on souhaite que le modeste travail représente pour nous une bonne base dans le domaine du bâtiment et que cela nous permette d'élaborer dans notre future vie professionnelle avec moins de difficultés.



Références bibliographiques

Références bibliographiques

- ✚ Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI-*office des publications universitaires 1991;
- ✚ Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-*EYROLLES 1992*;
- ✚ Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-*3eme édition 99*;
- ✚ D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;
- ✚ Règles Parasismiques Algériennes RPA 99
- ✚ D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- ✚ Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.

Outils informatiques

Logiciel ETABS

Logiciel EXCEL

Logiciel word